



TITLE:

盛土内に設置されたカルバートの耐震性に関する基礎的研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

澤村, 康生

CITATION:

澤村, 康生. 盛土内に設置されたカルバートの耐震性に関する基礎的研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18224>

RIGHT:

許諾条件により本文は2014-04-01に公開

盛土内に設置されたカルバートの 耐震性に関する基礎的研究

2014 年

澤 村 康 生

要 旨

盛土内に設置される道路用カルバートでは、ボックスカルバートの大断面化やヒンジ機能を有するプレキャストアーチカルバートの開発等、耐震設計を必要としない従来型カルバートの適用範囲を超える条件下での施工機会が増加している。このような現状を踏まえ、本研究では盛土内に設置されたカルバートの耐震性に関する検討を実施した。

カルバートを含む道路盛土における地震時被害を地震動の方向と関連して整理すると、地震動とカルバート延長の方向が同一の場合（カルバート縦断方向）と直角の場合（カルバート横断方向）に分類することができる。そこで本研究では、地震動とカルバート延長の方向に着目し、カルバート縦断方向・横断方向のそれぞれにおける耐震性の把握を目的に遠心模型実験と数値解析を行った。

カルバート縦断方向の耐震性に関しては、過去の地震においてカルバート間の目地の開きや舗装の亀裂などの地震時被害が報告されているにも関わらず、坑口付近の処理方法やカルバート間の連結様式については未解明な点が多く、経験的に設計・施工されているのが現状である。そこで本研究では、アーチカルバート盛土を対象として、カルバート縦断方向の耐震性に関する基礎データの収集と地震時要求性能の明確化を目的に、カルバート間の連結様式および坑口付近の挙動に着目した遠心模型実験を実施した。その結果、カルバート同士の連結条件によってカルバートに発生する軸力が異なること、壁面とカルバートを連結した場合には壁面の影響により局所的に大きな断面力が発生する可能性があることなどが明らかとなった。

カルバート横断方向の耐震性に関しては、従来型カルバートの適用範囲を越える大断面のボックスカルバートや、本体断面にヒンジ機能を有するプレキャストアーチカルバートを施工する際の耐震性能評価に資するデータの収集を目的に、カルバートの構造形式と盛土高をパラメータとした遠心模型実験と数値解析を実施した。その結果、構造形式により盛土条件と地震動の影響度合が異なること、本体にヒンジ機能を有するプレキャスト製アーチカルバートであっても、地震中に継手部から局所的な破壊が進展する可能性は低いことなどが明らかとなった。

さらに、盛土内に複数のプレキャストアーチカルバートを設置した連続アーチカルバート盛土についても遠心模型実験と数値解析を実施した。同構造の耐震性に最も影響を与える要因は、盛土内に連続して設置されるアーチカルバート同士の設置間隔であると考えられることから、本研究においてはカルバート同士の設置間隔をパラメータとして検討を実施した。その結果、カルバート同士の設置間隔を広げていくとその挙動は次第にカルバートが単独で設置された場合に近づくこと、設置間隔が狭いケースでは相対的に剛性の小さな地盤部分の体積が小さくなることにより、初期状態・地震時とも発生する断面力や変位が小さくなることが明らかとなった。

目 次

第 1 章 序論	1
第 2 章 従来の研究と課題	3
2.1 概説	3
2.2 カルバートの種類と現行の設計法	3
2.2.1 カルバートの種類	3
2.2.2 従来型カルバートの適用範囲とカルバートの設計法	3
2.2.3 従来型カルバートの適用範囲を超えるカルバートと本研究で対象とするカルバート	5
2.3 カルバートの耐震性に関する従来の研究	9
2.3.1 カルバート縦断方向の耐震性に関する研究	10
2.3.2 カルバート横断方向の耐震性に関する研究	11
2.3.3 連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する研究	14
2.4 本研究における課題の整理	16
2.5 本論文の構成	16
第 3 章 遠心模型実験と数値解析の概要	19
3.1 概説	19
3.2 遠心模型実験	19
3.2.1 遠心模型実験の特徴	19
3.2.2 遠心模型実験装置	20
3.2.3 振動実験装置	21
3.2.4 模型地盤と土槽境界	21
3.2.5 カルバート模型	23
3.3 数値解析	25
3.3.1 数値解析の概要	25
3.3.2 模型地盤のモデル化	26
3.3.3 カルバートのモデル化	27
3.3.4 遠心模型実験における計測間隔と数値解析の計算間隔	30
3.3.5 遠心模型実験の数値解析における地盤の減衰定数	30
第 4 章 カルバート縦断方向の耐震性に関する検討	33
4.1 概説	33
4.2 カルバート縦断方向に関する遠心模型実験の実験条件	33

4.2.1 実験対象	33
4.2.2 カルバート模型	33
4.2.3 壁面工のモデル化	34
4.2.4 模型地盤と土槽境界	36
4.2.5 実験ケース	36
4.2.6 入力波	37
4.2.7 計測項目	38
4.2.8 実験手順	38
4.3 カルバート縦断方向に関する遠心模型実験の実験結果	39
4.3.1 カルバートを含まない盛土の地震時挙動	40
4.3.2 カルバート同士の連結様式	42
4.3.3 坑口部分のカルバートと壁面の接続構造	46
4.3.4 盛土高さによる比較	48
4.4 カルバート縦断方向に関する遠心模型実験のまとめ	49
第 5 章 カルバート横断方向の耐震性に関する検討	51
5.1 概説	51
5.2 カルバート横断方向に関する遠心模型実験の実験条件	51
5.2.1 実験対象	51
5.2.2 カルバート模型と模型地盤	51
5.2.3 実験ケース	53
5.2.4 入力波	53
5.2.5 計測項目	54
5.2.6 実験手順	54
5.3 カルバート横断方向に関する遠心模型実験の実験結果	54
5.3.1 カルバート脚部と周辺地盤の応答加速度	54
5.3.2 地表面変位	56
5.3.3 カルバートに発生する断面力	57
5.4 カルバート横断方向の遠心模型実験に対する数値解析	62
5.4.1 解析条件	62
5.4.2 実験結果との比較による適用性の検証	62
5.4.3 カルバート周辺地盤における応答加速度	67
5.4.4 最大曲げモーメント発生時における断面力分布と変形モード	67
5.4.5 盛土内におけるカルバートの挙動	72
5.5 まとめ	76
第 6 章 連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する検討	79
6.1 概説	79
6.2 連続アーチカルバート盛土の遠心模型実験条件	79
6.2.1 実験対象	79

6.2.2 入力波	80
6.2.3 実験ケース	81
6.2.4 計測項目	81
6.2.5 実験手順	81
6.3 連続アーチカルバート盛土の遠心模型実験結果	83
6.3.1 パルス波を入力した際の結果	83
6.3.2 テーパー付き 30 波を入力した際の結果	86
6.3.3 増加波を入力した際の結果	91
6.4 連続アーチカルバート盛土の遠心模型実験に対する数値解析	94
6.4.1 解析条件	94
6.4.2 実験結果との比較	94
6.5 連続アーチカルバート盛土の実験条件を拡張した数値解析	99
6.5.1 解析条件	99
6.5.2 数値解析結果	100
6.5.3 既往の研究との比較	103
6.6 まとめ	104

第 7 章 結論	107
-----------------------	------------

参考文献

謝 辞

第1章 序論

カルバートとは道路の下を横断する道路や水路等の空間を得るために、盛土あるいは地盤内に設けられる埋め戻し式のトンネルのことである。このうちボックス型、アーチ型、門型の剛性カルバート（Fig. 1-1）で、所定の適用範囲を満たすものは従来型カルバートに分類される。これらは道路土工カルバート工指針¹⁾に準拠し、これまでの耐震設計を必要としない慣用設計法が適用可能とされている。これまで多数建設されてきた従来型のカルバートは、その適用範囲（ボックスカルバート：内空幅：6.5m，内空高：5m 以下）からもわかるように中小規模の構造物であり、長年の実績により設計においては常時の荷重のみを対象とするのが一般的であった。これは、カルバート構造物は地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動するため、函体本体に作用する断面力は小さいという前提に基づいている。

しかしながら、近年、大断面・高盛土条件下など、従来型カルバートの適用範囲外である大規模な道路用ボックスカルバートの施工が増加している。このような盛土構造物でもこの前提が成り立つのか、すなわち規模の大きなカルバートに対する確保すべき耐震性能、およびそれを満足する限界状態については明確になっていない²⁾。

一方、そのような剛性カルバートに対して、本体断面にヒンジ機能を有するヒンジ式プレキャストアーチカルバートも盛んに技術開発が行われている。ヒンジ式プレキャストアーチカルバートは、剛性カルバートとたわみ性カルバートの中間的な特徴を持つ柔なたわみ性アーチカルバートであり、部材の剛性により外力を支持する他の形式に比べて部材厚を薄くしながら、内空幅 15~20m 程度、土被り 20m 程度までの大断面の施工が可能である（Picture 1-1）。しかし本体断面にヒンジ機能を有することから従来の慣用設計法の適用範囲外である。このため耐震性については、大型せん断土槽を用いた水平載荷試験^{3),4)}や応答変位法による骨組み構造解析⁵⁾が実施され耐震性について検討がなされている。しかし、継ぎ手のヒンジ構造の位置や有無が盛土構造物全体としての耐震性に与える影響についての検討は少ない。また、2 ヒンジ構造、3 ヒンジ構造それぞれ独自に耐震性の検討が行われてきているのが現状であり、今後は剛性カルバートとの相違を踏まえた上で、耐震性も含めて適切かつ総合的な検討を加えた設計法を構築する必要がある。

さらに、幹線ネットワークを築く重要な路線として位置づけられている高規格道路に用いる盛土構造として、プレキャストアーチカルバートを盛土の延長方向に連続的に配置した連続アーチカルバート盛土（Picture 1-2）と呼ばれる新形式の盛土構造が提案され、すでに数カ所の現場で供用を開始し

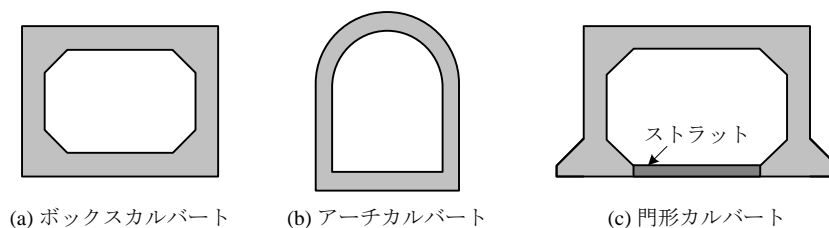


Fig. 1-1 剛性カルバート¹⁾



Picture 1-1 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート Picture 1-2 連続アーチカルバート盛土

ている。本工法は、プレキャストアーチカルバートによる大断面の空間を有しているため、その形状が橋梁構造に近く、従来の盛土に比べて開放的である。また、連続的なアーチ形状が景観に調和しやすいといった特徴がある。さらに、切土などにおける廃土の利用が可能であり、橋梁構造に比べて低コストであるといった利点もあり、このような観点から今後その需要は増加していくと推測される。しかし、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを用いていることに加えて、複数のカルバートが隣接して設置されているという点からも従来型カルバートの適用範囲外であり、カルバート-地盤-カルバート間の動的相互作用を含めて耐震性について十分に検討する必要がある。

カルバートを含む道路盛土における地震時被害を地震動の方向と関連して整理すると、地震動とカルバート延長の方向が同一の場合（カルバート縦断方向）と直角の場合（カルバート横断方向）に分けて考えることができる。これまで多数建設されてきた従来型カルバートの範囲では、カルバート被害の多くはカルバート縦断方向における目地の開き等に起因する路盤の段差や亀裂であり、カルバート函体本体が機能損失に至るような大被害は発生していない⁶⁾。ところが、既往の研究においては、カルバート横断方向に関する耐震性の検討がほとんどであり（例えば、山木ら²⁾）、実験の難しさなどからカルバート縦断方向の地震時挙動に関する検討は少ない。

そこで本研究においては、地震動とカルバート延長の方向に着目してカルバートを含む道路盛土の耐震性について検討を行う。カルバート縦断方向の耐震性については、従来型カルバートの範囲内においても被害事例が報告され⁶⁾、盛土被害の大きな要因であるにも関わらず坑口付近の地震時挙動などが未解明なまま設計・施工が行われている現状を踏まえて、カルバート同士の連結方法および坑口部分のカルバートと壁面の接続構造に着目して遠心模型実験を実施する。一方、カルバート横断方向の耐震性に関しては、従来型カルバートの適用範囲を越えるような規模のカルバートを施工する際の工法の選択および耐震性能の評価に資するデータの収集を目的に、遠心模型実験と数値解析を実施する。さらに、ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートを連続的に並べた連続アーチカルバート盛土についても遠心模型実験と数値解析を実施し、同構造の耐震性について検討を行う。

第2章 従来の研究と課題

2.1 概説

本章では、まずカルバート構造物の分類と現行の設計法、本研究で対象とするカルバートの種類について説明する。その後、カルバートおよびカルバートを含む盛土構造物の耐震性に関する従来の研究について述べ、それらの課題を整理する。最後に本研究で解説すべき課題を設定するとともに、本論文の構成を説明する。

2.2 カルバートの種類と現行の設計法¹⁾

2.2.1 カルバートの種類

カルバートとは、道路や鉄道などの下を横断する道路や水路といった空間を確保するために、盛土内あるいは地盤内に設けられる構造物をいう。Fig. 2-1 に従来より多数構築されてきた従来型カルバートの種類を示す。従来型カルバートは、その構造形式から剛性ボックスカルバート、剛性パイプカルバートおよびたわみ性パイプカルバートに大別される。

剛性ボックスカルバートは、矩形（ボックス型）ないし頂板が半円形の内空断面を有する比較的剛性の高い構造のカルバートである。パイプカルバートは一般に円形の内空断面を有するもので剛性パイプカルバートは鉛直土圧に対するたわみ量が小さい構造体である。これに対したわみ性のパイプカルバートは、薄肉でたわみ性に富む構造体であり、鉛直土圧によってたわむことによりカルバート両側の土砂を圧縮し、そのとき反力として生じる水平土圧を受けることによってカルバートに加わる外圧を全周に渡り均等化して抵抗するものである。この違いは特にパイプカルバートの設計において反映される。さらに、Fig. 2-1 に示すように、従来型カルバートは使用される材料の違いや使用目的からも分類が可能である。

2.2.2 従来型カルバートの適用範囲とカルバートの設計法

道路土工カルバート工指針では、従来より多数構築されてきた従来型カルバートについては、慣用されてきた固有の設計・施工法があり、これにより設計した場合には、長年の経験の蓄積より、所定の構造形式や材料・規模の範囲内であれば所定の性能は確保できるとしている。したがって、このようなカルバートについては一般に地震時の影響については考慮せず、常時の荷重のみを用いて設計を行うのが一般的である。これは、従来型カルバートにおいては、特に地震時の影響を考慮しなくても過去の地震において目立った損傷が生じなかったためである。Table 2-1 に、道路土工カルバート工指針に示されている、これまでの慣用設計法が適用できるとされる従来型のカルバートの適用範囲を示す。また同指針では、Table 2-1 に示す適用土被りおよび断面の大きさの範囲内であるとともに、以下の項目を満足する必要があるとしている。

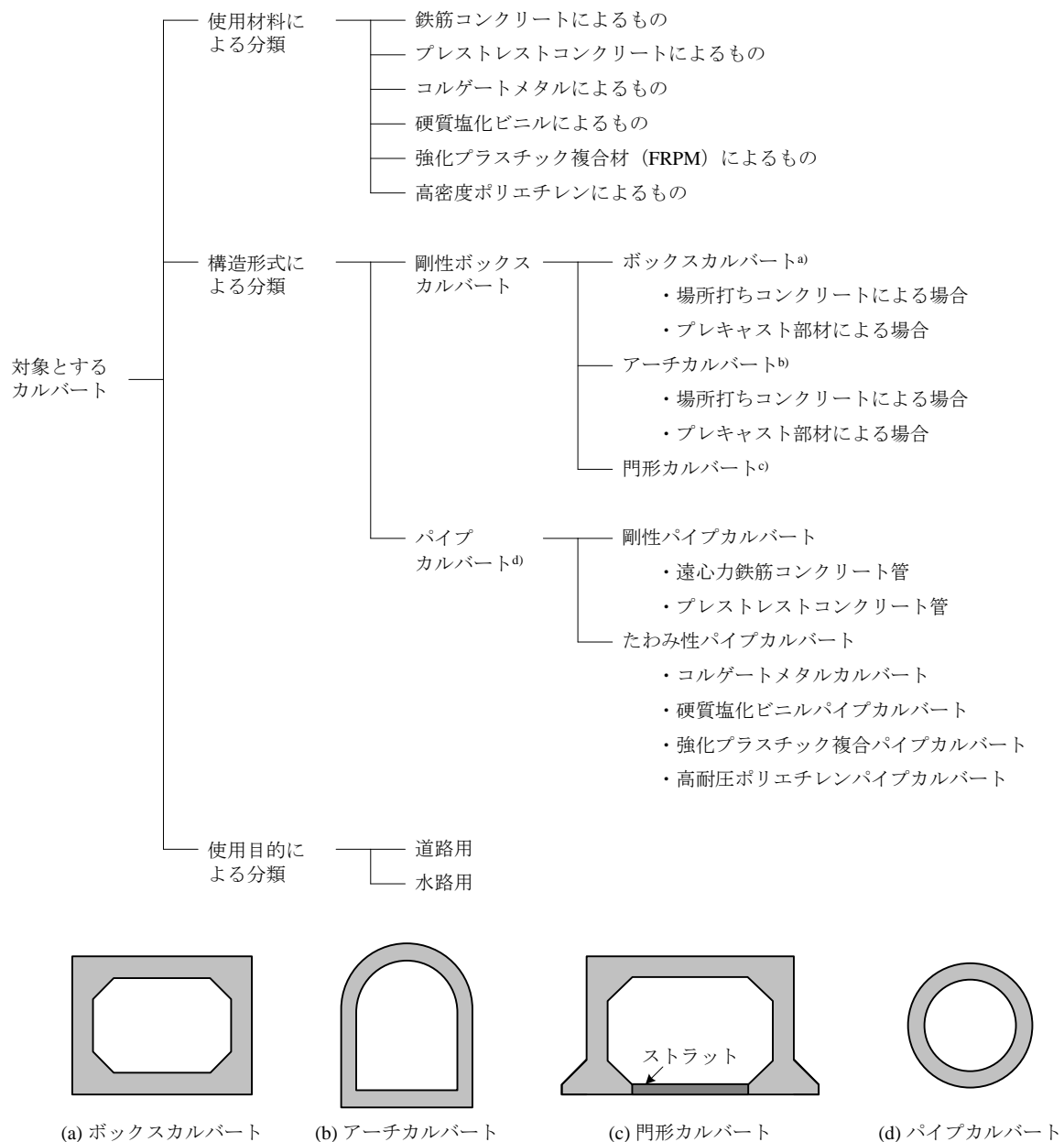


Fig. 2-1 従来型カルバートの種類¹⁾

- ① 裏込め・埋め戻し材料は土であること
- ② カルバートの縦断方向勾配が 10% 程度以内であること
- ③ 本体断面にヒンジがないこと
- ④ 単独で設置されること
- ⑤ 直接基礎により支持されること
- ⑥ 中柱によって多連構造になっていないこと
- ⑦ 土被り 50 cm を確保すること

従来型カルバートの設計の一例として、Table 2-2、2-3 には、現行の設計法を用いて剛性ボックスカルバートを設計する際に用いる荷重とその照査項目をそれぞれ示す。Table 2-2、2-3 から分かるように、設計で用いる荷重はカルバート部材の自重、周辺の地盤からの土圧および輪荷重等の活荷重

Table 2-1 従来型カルバートの適用範囲¹⁾

カルバートの種類			項目	適用土被り [m] ^{注1)}	断面の大きさ [m]
剛性ボックスカルバート	ボックスカルバート	場所打ちコンクリートによる場合		0.5～20	内空幅 B : 6.5 まで 内空高 H : 5 まで
		プレキャスト部材による場合		0.5～6 ^{注2)}	内空幅 B : 5 まで 内空高 H : 2.5 まで
	門型カルバート			0.5～10	内空幅 B : 8 まで
	アーチカルバート	場所打ちコンクリートによる場合		10 以上	内空幅 B : 8 まで
		プレキャスト部材による場合		0.5～14 ^{注2)}	内空幅 B : 3 まで 内空高 H : 3.2 まで
剛性パイプカルバート	遠心力鉄筋コンクリート管			0.5～20 ^{注2)}	3 まで
	プレストレスコンクリート管			0.5～31 ^{注2)}	3 まで
たわみ性パイプカルバート	コルゲートメタルカルバート			(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方～60 ^{注2)}	4.5 まで
	硬質塩化ビニルパイプカルバート (円形管 (VU) の場合) ^{注3)}			(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方～7 ^{注2)}	0.7 まで
	強化プラスチック複合パイプカルバート			(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方～10 ^{注2)}	3 まで
	高耐圧ポリエチレンパイプカルバート			(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方～26 ^{注2)}	2.4 まで

注1) 断面の大きさ等により、適用土被りの大きさは異なる場合もある。

注2) 規格化されている製品の最大土被り。

注3) 硬質塩化ビニルパイプカルバートには、円形管 (VU, VP, VM)、リブ付円形管 (PRP) があるが、主として円形管 (VU) が用いられる。

であり、照査項目としても部材の断面力照査のみを行えばよく、門形カルバート以外の従来型ボックスカルバートでは地震動の作用に対する照査は省略可能とされている。

2.2.3 従来型カルバートの適用範囲を超えるカルバートと本研究で対象とするカルバート

近年、Table 2-1 に示す従来型カルバートと構造形式や材料が大きく異なるカルバートや、規模、土被り等が従来型カルバートの適用範囲を大きく超えるカルバートが多数開発されている。加えて、場所打ちのカルバートに変わる構造物として、主要部材をプレキャスト化したカルバートの施工機会が増加している。材料のプレキャスト化により作業性の向上や現場の省力化、工期の大幅な短縮および高い品質管理といった利点が期待される。

多分割式のプレキャストボックスカルバートでは、各プレキャスト部材の結合部は十分な剛性を与える構造が採用されている。一方で、多分割式のヒンジ式プレキャストアーチカルバートは、分割位置にヒンジ機能を持たせた剛性カルバートとたわみ性カルバートの中間的な構造である。このため、盛土や基礎地盤の変形をある程度許容することで地盤反力を積極的に引き出し、地盤と一体化することで力学的に安定な構造物となる。このようにヒンジ式アーチカルバートでは、たわみを許容できる

Table 2-2 剛性ボックスカルバートの設計に用いる荷重¹⁾

荷重			剛性ボックスカルバート		
			ボックスカルバート	アーチカルバート	門形カルバート
主荷重	死荷重	カルバート構成部材の重量	○	○	○
		カルバート内の水の重量	△	△	×
	活荷重	カルバート上の活荷重	○	○	○
		カルバート内の活荷重	△	△	△
		衝撃	○	○	○
	土圧	鉛直土圧	○	○	○
		水平土圧	○	○	○
		活荷重による土圧	○	○	○
	水圧		△	△	△
	浮力		△	△	×
	コンクリートの乾燥収縮の影響		×	×	△
従荷重	温度変化の影響		△	△	△
	地震の影響		△	△	○
主荷重に相当する特殊荷重		地盤変位の影響	×	×	×

注) ○：必ず考慮する荷重

△：その荷重による影響が特にある場合を除いて、一般には考慮する必要がない荷重

×：考慮する必要がない荷重

Table 2-3 剛性ボックスカルバートの照査項目¹⁾

構成要素	照査項目	照査手法	従来型ボックスカルバートの照査項目 ^{注)}			適用
			ボックスカルバート	アーチカルバート	門形カルバート	
カルバートおよび基礎地盤	変形	変形照査	△	△	△	基礎地盤に問題がない場合には省略可
	安定性	安定照査・支持力照査	△	△	○	門形カルバート以外の従来型ボックスカルバートで基礎地盤に問題がない場合には省略可
カルバートを構成する部材	強度	断面力照査	○	○	○	門形カルバート以外の従来型ボックスカルバートでは地震動の作用に対する照査は省略可
継手	変位	変位照査	×	×	×	道路土工カルバート工指針に示されている継手構造を採用した従来型剛性カルバートでは省略可

注) ○：実施する，△：条件により省略可，×：一般に省略可

ことから剛性アーチカルバートなどと比較しても更に部材厚を薄くしながら大断面の施工が可能となる。

現在用いられている多分割式のアーチカルバートは、主に 2 ヒンジ構造⁷⁾と 3 ヒンジ構造⁵⁾のプレキャストアーチカルバートである。Fig. 2-2 にそれぞれの構造を示す。2 ヒンジアーチカルバートは、

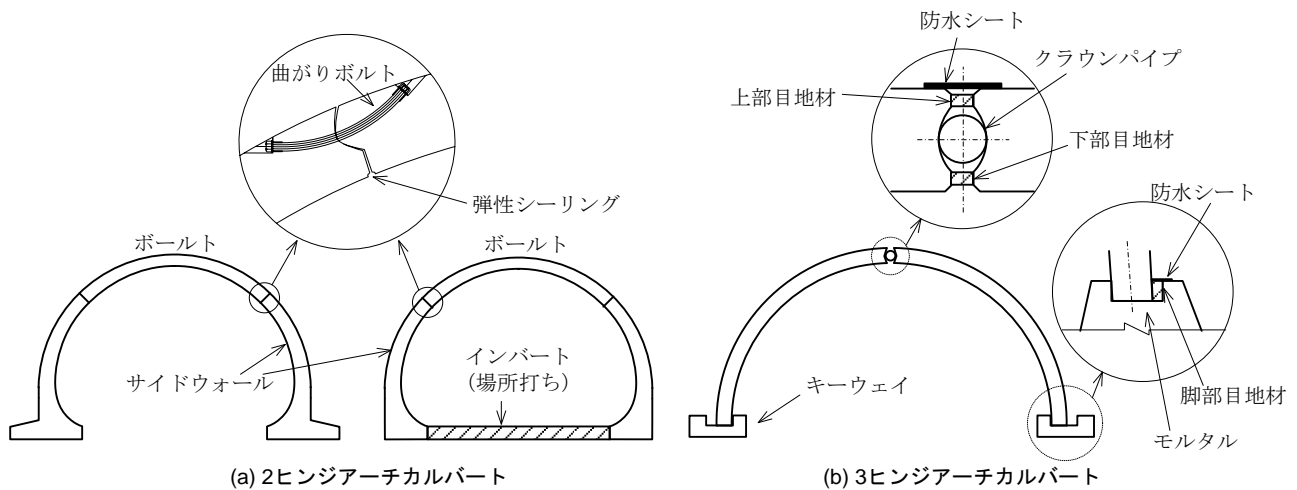


Fig. 2-2 代表的なヒンジ式プレキャストアーチカルバートの種類

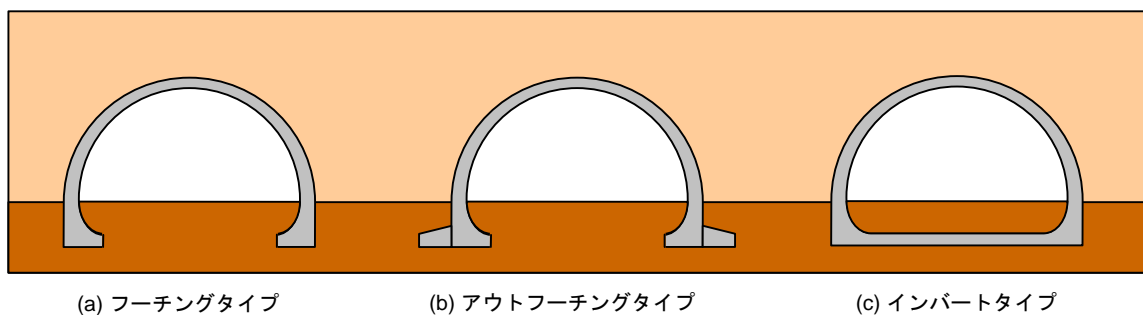


Fig. 2-3 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートの基礎形式

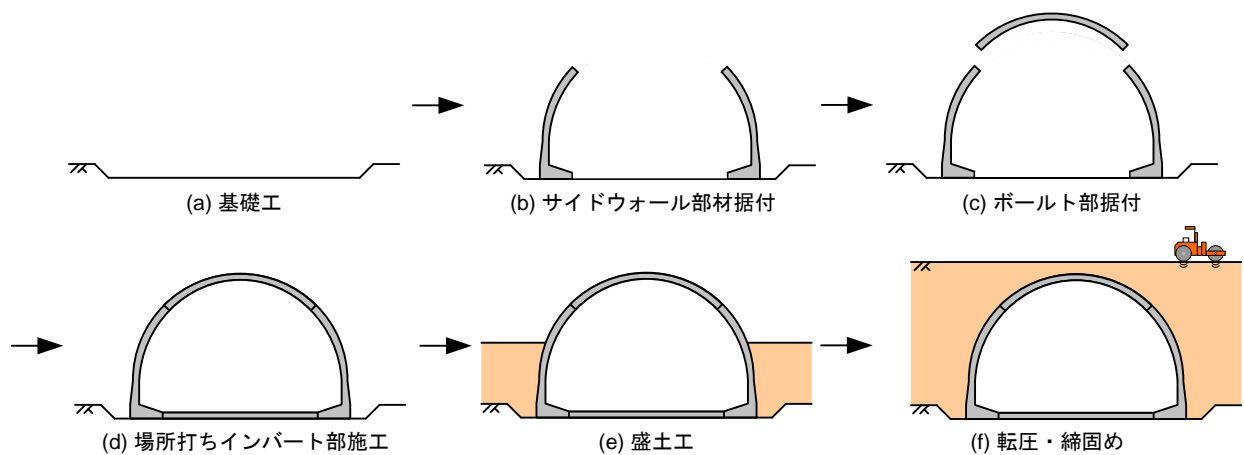


Fig. 2-4 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートの施工手順

アーチの左右両肩部で分割され、施工時にはヒンジ機能を持つ曲がりボルトで一体化される。脚部の基礎形式には Fig. 2-3 に示すように、フーチングタイプ、アウトフーチングタイプ、インバートタイプがあり、覆工の自重など基礎地盤に作用する荷重と地盤条件に応じて基礎形式が選択される。施工手順は Fig. 2-4 に示すように、基礎工の後に、左右のサイドウォール部材を設置、そしてボールト部材の据付を行った後、場所打ちインバートが施工される。フーチングタイプでは場所打ちインバートが省略され、アウトフーチングでは場所打ちインバートの代わりにアウトフーチングが打設される。

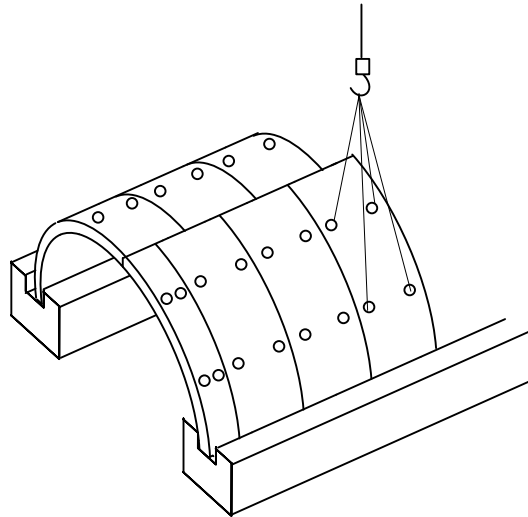


Fig. 2-5 3 ヒンジアーチカルバートのアーチ部分の組み立て

その後、盛土工が行われ、転圧機械にて締め固められる。一方3ヒンジアーチカルバートは、クラウン部と脚部に分割されており、天端はクラウンパイプにより結合、脚部はキーウェイと呼ばれる基礎に挿入されており共にヒンジ構造となっている。3ヒンジアーチカルバートにおけるアーチの組み立ての様子を Fig. 2-5 に示す。はじめに基礎工にあたるキーウェイを打設する。次に左右のアーチ部材を交互に設置し、ヒンジ部分に当たるクラウン部と脚部にグラウト工を行う。その後盛土工が行われ、転圧機械で締め固められるのは2ヒンジの場合と同様である。

これらのヒンジ式プレキャストアーチカルバートを 2.2.2 節の基準に照らし合わせると、同工法では本体断面を分割し、ヒンジ構造を持たせて部材同士を接合することによって大断面の施工を可能としているため、断面の大きさに関わらず 2.2.2 節の③の点においてその特性を十分に検討しておく必要があることがわかる。一方、ボックスカルバートでは、場所打ち・プレキャストを問わず、Table 2-1 の適用範囲内で、かつ中柱によって多連構造となっていなければ (2.2.2 節の⑥) これまでの慣用設計法が適用でき、所定の性能が確保できるとみなせる。しかし、大断面・高盛土条件下など、盛土との相互作用が重要となる場合には、やはり耐震性の検討が必要であるといえる。

さらに近年では、高規格道路に用いる盛土構造として、プレキャストアーチカルバートを盛土の延長方向に連続的に配置した連続アーチカルバート盛土 (Picture 1-2) と呼ばれる新形式の盛土構造が提案され、すでに数カ所の現場で供用を開始している。しかし本工法は、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを用いていることに加えて、複数のカルバートが隣接して設置されているという点からも 2.2.2 節の④を満足しておらず従来型カルバートの適用範囲外であり、カルバート-地盤-カルバート間の動的相互作用を含めて耐震性について十分に検討する必要がある。

以上より本研究では、現行の設計における従来型カルバートの適用範囲を超えるようなカルバートを対象とし、その動的挙動について検討することを目的とする。具体的には、Fig. 2-1 の鉄筋コンクリート製剛性ボックスカルバートの内、断面や土被りが大きいボックスカルバート、本体断面にヒンジ機能を有するプレキャスト製アーチカルバート、さらにそれらを連続的に並べた連続アーチカルバート盛土を主な研究対象とする。

2.3 カルバートの耐震性に関する従来の研究

常田ら^{8),9)}は、2004年に発生した新潟県中越地震における盛土の被害調査を実施した結果、道路盛土の被害は盛土直角方向と盛土延長方向に区分して考えるのが適切であるとし、Fig. 2-6に示すように盛土の被害形態を分類している。そこで本研究においても、上記の考え方を参考とし、カルバートを含む道路盛土の地震時被害を地震動の方向とカルバート延長の方向に関連して整理する。カルバートを含む道路盛土における地震時被害を挙げると、Fig. 2-7に示すように、①舗装の亀裂、②目地の開き、③壁面の剥落、④盛土の崩壊、⑤段差・沈下、⑥カルバート部材の損傷、などが挙げられる。これらを地震動の方向と関連して整理すると、②④が主にカルバート縦断方向、⑥が主にカルバート横断方向、①③⑤が両者の複合的な被害に分類することができる。このような点を踏まえて、以下では、カルバート縦断方向とカルバート横断方向のそれぞれに対して、耐震性に関する従来の研究を整理する。

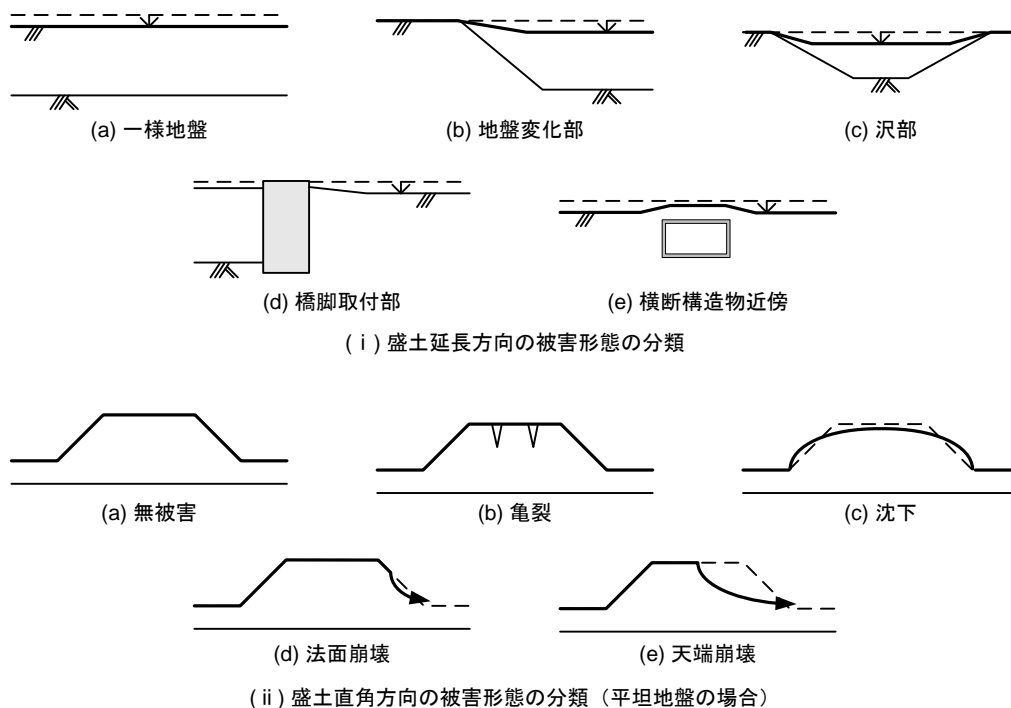


Fig. 2-6 盛土の被害形態^{8), 9)}をもとに作成

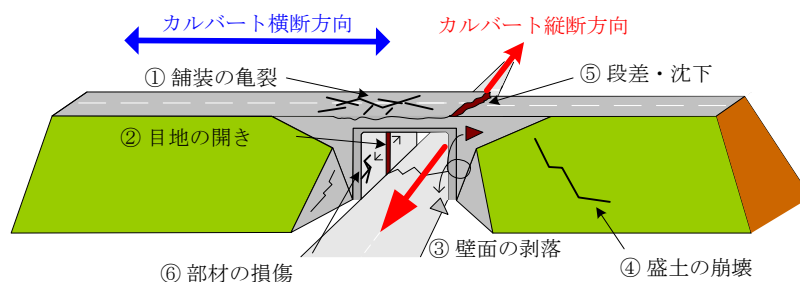


Fig. 2-7 カルバートを含む盛土の被害形態

2.3.1 カルバート縦断方向の耐震性に関する研究

カルバート縦断方向の耐震性については，従来型カルバートの範囲内においても被害事例が報告され⁶⁾，盛土被害の大きな要因であるにも関わらず坑口付近の地震時挙動などが未解明なまま設計・施工が行われている現状である．今後，従来型カルバートの適用範囲を超えるカルバートが建設されるようになると，更なる被害が発生することが懸念される．同方向の耐震性に関しては，縦断方向の連結方法および坑口の処理方法が大きな影響を与えと考えられる．そこで，ボックスカルバート，2 ヒンジアーチカルバートおよび3 ヒンジアーチカルバートそれぞれの設計基準^{1), 5), 7)}から縦断方向の連結方法および坑口の処理方法に関する記述をまとめたものを Table 2-4 に示す．

場所打ちのボックスカルバートのように，カルバート同士の連結工を行わない場合には，目地の開きによる地震時被害が報告されている^{1), 6)}．一方で，プレキャスト製のヒンジ式アーチカルバートでは一般的に連結工により一体化を図ることが多い．2 ヒンジ構造の場合は PC 鋼材により延長方向に対して全ての部材を連結するが⁷⁾，3 ヒンジ構造の場合には坑口付近の盛土の挙動は未解明な部分が多いとし，坑口付近の複数のアーチを連結させる方法がとられる⁵⁾．

坑口部分のカルバートと壁面の接続構造としては，補強土壁工法（テールアルメ工法等）や現場で打設した鉄筋コンクリート壁体（ウイング等）との複合構造を採用する場合が多い．ボックスカルバートにおいてウイングを取り付ける場合には，カルバート本体と連結し一体構造とする．一方，ヒンジ式プレキャストアーチカルバートでは，垂直に近い壁面を持っているのが一般的であり，アーチ部材と壁面の間に目地材を配置して，アーチ部材と壁面が互いに有害な影響を生じないようにすることが多い．

これまで盛土内に設置されるカルバートの縦断方向に関する検討事例としては，主にヒンジ式のプレキャストアーチカルバートに対して行われたものがある．豊田・高貝¹⁰⁾，豊田・伊藤¹¹⁾は，カルバートだけでなく補強土壁部分についても実物を 1/20 スケールで再現し，カルバートの横断・縦断両方

Table 2-4 代表的なカルバートの縦断方向の処理方法^{1), 5), 7)}をもとに作成

項目 カルバートの種類		縦断方向の連結様式	坑口部分のカルバートと壁面の接続構造
ボックス カルバート ¹⁾	場所打ち	◆コンクリートの乾燥収縮や不同沈下によるひび割れ防止を目的に，原則として 10～15 m 間隔で継手を用いる	◆ボックスカルバートに取り付ける小規模なウイングはカルバートと一体構造とする．
	プレキャスト	◆良好な基礎地盤上においては連結工は行わない． ◆止水性を確保したい場合や土被りが大きく変化する場合のみ PC 鋼材または高力ボルトにて連結する	
ヒンジ式 プレキャスト アーチカルバート	2 ヒンジ式 ⁷⁾	◆一般的に硬質ゴムを挟み，PC 鋼材で連結する	◆マニュアルにおいては特に記述なし（現場においてはアーチ部材と壁面は分離するのが一般的）
	3 ヒンジ式 ⁵⁾	◆坑口付近のアーチ部材を連結してスパンの安定性を高める ◆連結長さは，補強材の長さ以上，もしくは地震時に想定されるすべり面とアーチ部材が交差する長さ以上とする ◆頂部ビーム工および脚部ビーム工で縦断方向に連結する	◆坑口壁は，壁背面の土圧による押出力やねじれが坑口付近のアーチ部材に作用しないように，それ自体で土圧に対抗する土留め構造物としての機能を有する必要あり ◆アーチ部材との間に目地材を配置し，アーチ部材とは分離するのが一般的

向の振動台実験と 2 次元 FEM 解析を実施している。その結果、振動によるアーチの曲げモーメント振幅は、縦断加振による影響は小さく、横断加振により支配されるとの結論を得ている。また、齋藤ら¹²⁾は、地盤をシリコンゴム、カルバートを低密度ポリエチレンでモデル化し、縦断方向の模型振動実験を実施している。その結果、覆工部材の縦断方向への連結は、カルバートの分離を抑制し盛土構造の崩壊を防ぐという意味では有効であるが、連結に伴って覆工部材に多大な断面力が発生する可能性を指摘している。

これらの研究では、縦断方向における被害事例の原因となりうる現象を確認しているものの、特定の工法を対象としており、カルバート間の連結様式や壁面との結合の有無が同方向の地震時挙動に与える影響などについては明らかとなっていない。

2.3.2 カルバート横断方向の耐震性に関する研究

(1) ボックスカルバートの耐震性に関する研究

これまで盛土内に設置されるボックスカルバートの耐震性については、カルバートの規模が小さいことや過去の地震において崩壊等の大きな被災事例が報告されていないことを理由にあまり研究がされてこなかった。一方で、電力発電所において海水管ダクトなどに用いられるボックスカルバートについては、その重要度の高さから様々な研究が行われている。

電力発電所の施設構造物としてのボックスカルバートに関する研究としては、部材毎の損傷の進展過程や破壊状態など、地震時耐力や変形性能を確認することを目的とした気中での繰り返し載荷実験^{13), 14), 15)}や数値解析^{16), 17), 18)}がある。例えば本田ら¹³⁾は、鉄筋コンクリート製の二連ボックスカルバートを対象に、水平荷重の載荷方法と上載荷重の大きさをパラメータとした水平載荷実験を実施している。その結果、コンクリートのひび割れおよび鉄筋の降伏は隅角部付近に集中し、その損傷度合いが構造物全体としての変形性能に寄与すること、上載荷重の大きさの違いは最大荷重点以降の荷重低下に影響し、上載荷重が大きいと荷重低下が著しく変形性能を低下させることなどを報告している。また、地盤・構造物連成系での非線形応答特性を把握するために、せん断土槽を用いた動的遠心模型実験¹⁹⁾や大型振動台実験^{20), 21), 22)}なども実施されている。例えば、末広ら²⁰⁾は、鉄筋コンクリート製ボックスカルバート構造物をせん断土槽内に埋設した大型振動台による加振実験を行ない、地盤・構造物連成系における動的載荷の場合、構造物の変形は地盤のせん断変形に支配されており、側壁と頂版および底板との隅角部に損傷が集中することを示している。また、この結果は従来の気中静的載荷実験や地盤・構造物連成系の静的載荷実験と同様な損傷パターンであるとしている。

一方、道路用ボックスカルバートについては、近年、大断面や高盛土条件下における施工機会が増加しているにも関わらず、これらのボックスカルバートが確保すべき耐震性能およびそれを満足する限界状態については明確になっていないのが現状であることから、土木研究所においても研究が進められている。山木ら²⁾は、平成 19~20 年度に直轄国道で工事発注されたボックスカルバートのうち、従来型カルバートの範囲を超える 377 基を調査した結果、74%が盛土内に設置されていたことを踏まえて、盛土内に設置されたボックスカルバートを対象に、75G 場における動的遠心模型実験を実施している。その結果、カルバートの変形の指標となる層間変形角 α および剛体回転角 β により実験結果を整理し以下のような知見を得ている。

- ① 低土被り条件においては、L1 相当地震動の入力に対してはボックスカルバートと盛土が一体となって挙動するものの、L2 相当地震動の入力に対してはカルバートと盛土の挙動が一体でなくなる。

② 地震動が強くなるに従い、カルバートの変形モードとして、単純せん断変形に対し、剛体回転運動が顕著となる。ただし土被りが大きくなると頂版上の盛土の影響で剛体回転運動が抑制される。

③ カルバート覆工に対しては地盤の振動変位よりも慣性力が強い影響を及ぼす。

さらに、常田ら²³⁾は、道路盛土の横断構造物における段差対策工法に関して模型振動実験を行っている。ボックスカルバートのような矩形断面を持つ構造物を盛土内に含む場合、地表面に道路機能を低下させるような有害な段差が発生すると報告している。さらに実験結果に基づいて、踏掛版とジオテキスタイルを用い、仮に盛土が沈下したとしても段差のように縦断線形が明確に不連続にならないように連続的、円滑に沈下させる工法を提案している。

また、黄ら²⁴⁾は、ボックスカルバートおよびアーチカルバートの構造形式の違いに着目し、有限要素法を用いて、盛土の施工過程を考慮した数値解析を実施し、カルバートを含む盛土構造物の動的挙動の解明と耐震性の検討を行った。その結果、以下の知見が得られている。

- ① 盛土式構造物の周辺地盤では、覆工上部に隣接する地盤でせん断破壊に至る可能性が最も高い。
- ② 覆工底部に発生する最大地盤応力は、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも脚部付近の地盤で発生する。
- ③ ボックスカルバートでは覆工底部から伝わった地震波が大きく増加することに対して、アーチカルバートでは振動エネルギーを周辺地盤に散逸させるため、応答が小さくなる。

(2) ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの設計思想

現在用いられている主な多分割式のアーチカルバートである2ヒンジアーチカルバートと3ヒンジアーチカルバートは、構造的にはヒンジの場所と数が異なるだけである。Fig. 2-8 は一般的な剛性アーチカルバートの曲げモーメント分布を示している²⁵⁾。Fig. 2-8 より、ヒンジを有さないアーチカルバートの曲げモーメントは、天端及び脚部で大きく、両肩部でゼロとなる。この曲げモーメント分布に基づいて両ヒンジカルバートにおけるヒンジの機能を考えると、2 ヒンジアーチカルバートは曲げモーメントが最も小さい位置にヒンジを設ける構造であるのに対して、3 ヒンジカルバートは曲げモ

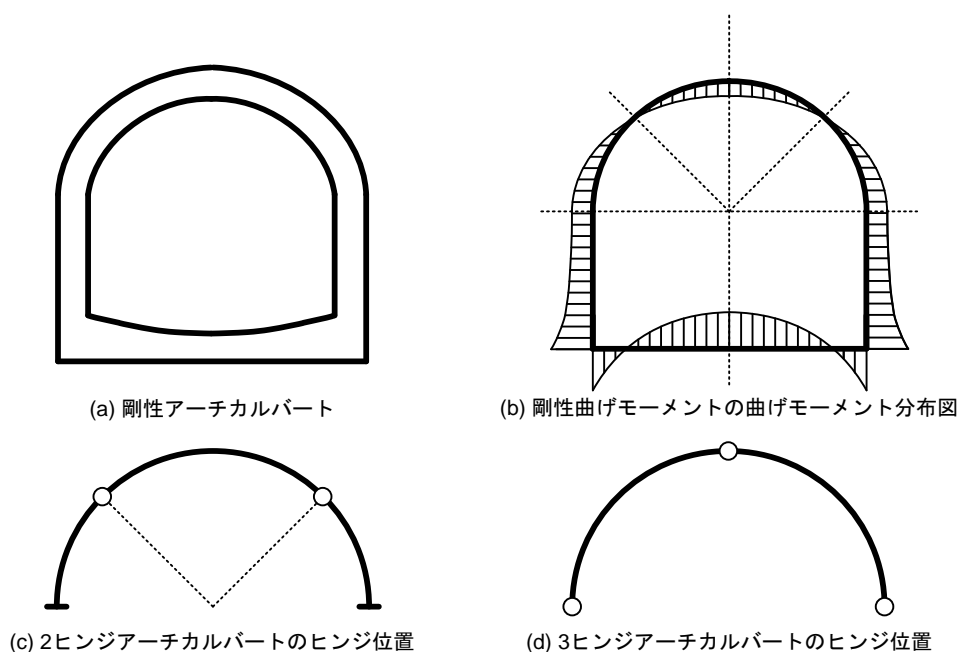


Fig. 2-8 剛性アーチカルバートの曲げモーメント分布とプレキャストアーチカルバートのヒンジ位置

ーメントが最も大きい位置にヒンジを設ける構造であることがわかる。すなわち、安定性の追及という同一の目標に対し、両構造は正反対の思想でヒンジ機能を持たせていることになる。したがって、当然のことながら両者の地震時挙動はまったく異なるものになる。このような点を踏まえ、両構造に関してはそれぞれ地震時の力学および変形特性に関してさまざまな検討が行われてきた。以下にそれぞれの既往の研究を整理する。

(3) 2 ヒンジアーチカルバートの耐震性に関する研究

モジュラー工法の耐震性向上に関する研究委員会^{4), 5)}では、模型実験と数値解析により、単独で設置された2 ヒンジアーチカルバートの横断方向への耐震性が検討されている。同実験では、兵庫県南部地震レベルの地震動を想定して設定された変位が地盤境界に与えられた。実験結果は、別途実施された2次元静的有限要素解析の結果と併せて考察されており、以下のような結果が得られている。

- ① 静的載荷試験の範疇ではあるが、兵庫県南部地震レベルの地盤変位に対して2 ヒンジアーチカルバートは安定を保つ。
- ② 2 ヒンジアーチカルバートの変形挙動は、定性的には頂部隅角部がヒンジ結合となったゲート型カルバートに近い。
- ③ 数値解析で、実験結果をある程度の精度で再現可能ではあるが、継手部をヒンジ構造として単純にモデル化する通常の有限要素解析では、実物の継手挙動を十分には評価できない。

また同委員会では、振動台実験と2次元動的有限要素解析を用いて動的効果に関する検討が行われている。振動台実験は、地震時の地盤のせん断変形を考慮できるせん断土槽を用いて実施されており、土被りやインバートの有無による差異について検討されている。主な検討結果は以下の通りである。

- ① クラウン以上に土被りを有する場合には、2 ヒンジアーチカルバートはトンネルと周辺地盤が同位相かつ同量の応答変位、応答加速度で挙動することから、土被りを有するアーチカルバートの地震時の挙動は、一般的な地中構造物と同様、地盤の応答に支配される。
- ② 地表面がクラウン以下の施工中の場合、覆工露出部の応答加速度が地盤の1.5～2.0倍となり、橋梁などと同様の自己振動モードを呈するが、露出部が少なければ自己振動モードがカルバート全体に卓越することはない。

さらに、同委員会では、入力地震動レベル、盛土および表層地盤の条件を変化させた種々の条件下で、実物大2 ヒンジアーチカルバートの2次元動的有限要素解析が実施され、以下のような結論が導かれている。

- ① 兵庫県南部地震レベル(もしくはそれ以下)の地震動が作用しても、地盤条件によらず2 ヒンジアーチカルバートは安定性を保ち、継手部の逸脱なども見られない。ただし、側壁部は僅かに滑動変位する。
- ② 兵庫県南部地震レベルを上回る過大な地震動を作用させて崩壊モードを観察したところ、両側壁が内空側に滑動し頂版と分離するモードで崩壊した。このことからトンネルの安定性を向上させるには、インバート型基礎を採用するなど基礎の滑動を抑える対策が有効であるといえる。

(4) 3 ヒンジアーチカルバートの耐震性に関する研究

Byrne et al.²⁶⁾は3 ヒンジアーチカルバートを含む盛土における準静的解析手法の適用性について、FLUSHを用いた動的有限要素法との比較を行なっている。その結果、覆工に働く軸力は上下方向の加速度の影響を大きく受けること、一方、曲げモーメントは水平方向の加速度の影響を大きく受けることを報告している。

Wood and Jenkins²⁷⁾は3 ヒンジアーチカルバートを含む盛土において土被り3mおよび15mの2種類

の盛土条件について、0.2Gの地震力を水平載荷する静的解析および、応答スペクトル法により求めた応答加速度を水平力として載荷する動的解析を実施している。地盤のパラメータを変化させた感度分析により、アーチ部材に働く曲げモーメントとせん断力は地盤の剛性に大きな影響を受けることを報告している。

熊田ら²⁸⁾は、3 ヒンジアーチカルバートの縦断および横断方向への耐震性に関する模型振動実験を実施し、以下のような知見が示されている。3 ヒンジアーチカルバートは、横断方向の加振に対しては周辺地盤の挙動に支配される形で応答する。すなわち、加速度応答倍率が周辺地盤に近い値になる。一方、縦断方向の加振に対しては独立して挙動し、周辺地盤よりもかなり小さな加速度応答倍率を示す。これは、カルバートが縦断方向に対しては高い剛性をもっているためと考えられる。

入江ら²⁹⁾は動的遠心模型実験を実施し、3 ヒンジアーチカルバートの水平方向・鉛直方向加振における挙動および脚部拘束条件の与える安定性への影響について検討を行っている。実験においては、3 種類の土被り（高土被り、低土被り、土被りゼロ）条件に対して地震時挙動を検討している。その結果、土被りゼロの場合では、他の土被り条件と比較して、曲げモーメント、軸力共に大きく変動するが、低土被りであっても土被りを施すことで安定性が大きく向上することを示している。また、3 ヒンジアーチカルバートは、水平方向の加振に対してはヒンジの利点を十分に発揮するが、鉛直方向加振時には、特に高土被り条件において脚部のヒンジ構造が機能を果たさなくなる可能性を指摘している。

2.3.3 連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する研究

連続アーチカルバート盛土は、主に2 ヒンジアーチカルバートを連続的に設置した盛土構造である。同構造の耐震性については、単独のプレキャストアーチカルバートと共通する問題、連続アーチカルバート盛土特有の問題に大別することが出来る。

これまで、カルバートの地震時挙動は地震動の方向とカルバート延長の方向と関連して整理ができることを示した。連続アーチカルバート盛土の耐震性について検討する際には、カルバート縦断方向は単独のプレキャストアーチカルバートと共通する問題であると考えられる。そこで本研究においては、連続アーチカルバート盛土については特にカルバート横断方向の地震時挙動について検討するものとする。

連続アーチカルバート盛土のように複数のカルバートが近接して連続的に設置されると、裏込めの幅が狭く隣接するカルバート同士の相互作用が生じ、作用土圧や変形のモードが単独で設置される場合と異なる可能性がある。特に設置間隔（以後、ユニット間隔）が狭い場合には、側方からの拘束圧が小さくなり、アーチカルバートおよび周辺地盤の応答が増幅する可能性がある。そのため、単独のアーチカルバートの検討とは別に、個別に耐震性を検討する必要がある。

黄³⁰⁾は、弾塑性有限要素法を用いて盛土の施工過程を考慮した数値解析を実施し、連続アーチカルバート盛土の動的挙動の解明と耐震性の検討を行っている。数値解析では、Fig. 2-9 に示すように3つのアーチカルバートが一定のユニット間隔で設置された場合を対象として検討を実施している。また、比較のためにアーチカルバートを含まない盛土のみの場合と、アーチカルバートが単独で設置された場合についても解析を実施している。Fig. 2-10 に、黄が解析に用いた解析メッシュと境界条件を示す。Fig. 2-10 からわかるように、解析においては、左右の解析領域を十分にとり、解析領域の中央に3つのアーチカルバートから成る連続アーチカルバート盛土をモデル化していることがわかる。数値解析の結果、以下の知見が得られている。

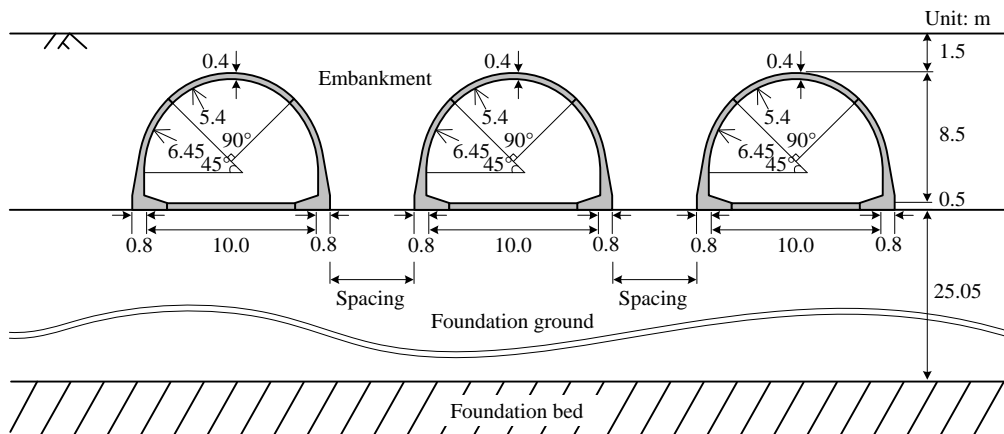


Fig. 2-9 連続アーチカルバート盛土に関する既往の研究³⁰⁾における解析対象

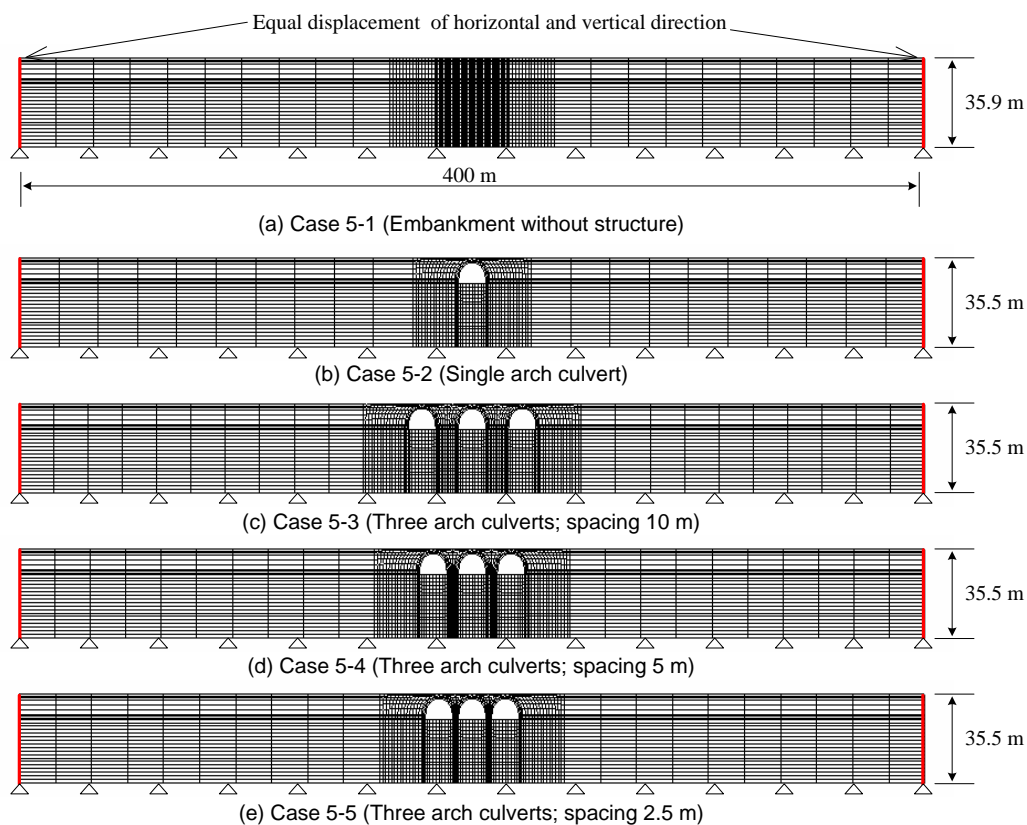


Fig. 2-10 連続アーチカルバート盛土に関する既往の研究³⁰⁾における解析メッシュと境界条件

- ① ユニット間隔が狭くなるほど、振動エネルギーを吸収する地盤領域が小さくなり、ユニット間地盤の応答加速度が大きくなる。
- ② ユニット間隔が狭くなるほど、ユニット間の地盤要素において、主応力に対するせん断力が大きくなる。
- ③ 多ユニット化により、構造物の変形は若干大きくなり、その影響で鉄筋のひずみおよび応力レベルが増加する。しかしながら、ユニット間隔の差異による影響は顕著でない。

2.4 本研究における課題の整理

本章では、カルバート構造物の分類と現行の設計法について説明した後、カルバートおよびカルバートを含む盛土構造物の耐震性に関する従来の研究について概観した。これまで述べた事項を整理すると、カルバートの耐震性に関する課題は、地震動の方向とカルバート延長の方向に関連して大別することが可能であると考えられる。本章で述べたことを慮り、本研究では以下のような課題について研究を実施する。

- 1) カルバート縦断方向への加振がカルバート盛土の地震時挙動に与える影響の明確化
 - ① カルバートの有無および連結様式が地震時挙動に与える影響の把握
 - ② カルバートと壁面の相互作用がカルバート盛土の坑口付近の挙動に与える影響の検証
 - ③ 地震時におけるカルバート覆工に働く断面力の把握
 - ④ 盛土高さがカルバート縦断方向の耐震性に与える影響の把握
- 2) 従来型カルバートの適用範囲を越えるような規模のカルバートを施工する際の工法の実施および耐震性能の評価に資するデータの収集
 - ① 剛構造であるボックスカルバートの地震時挙動の把握
 - ② 柔構造であるヒンジ式プレキャストアーチカルバートの地震時挙動の把握
 - ③ 盛土条件が両者の地震時挙動に与える影響の検証
 - ④ 同規模の盛土条件・断面規模で施工される場合の各工法の特徴
- 3) 連続アーチカルバート盛土のユニット間隔が同構造の耐震性に与える影響の把握
 - ① ユニット間隔がアーチカルバートおよび周辺地盤に与える影響
 - ② アーチカルバートが単独で設置された場合との相違点の把握

2.5 本論文の構成

上述した課題を対象として、本論文では **Table 2-5** に示す構成で検討を進める。

本論文を構成する第3章から第7章の内容を以下に概述する。

第3章では、第4章～第6章において実施した遠心模型実験とその数値解析手法の概要を説明する。

第4章では、カルバート縦断方向の検討を行う。カルバート縦断方向の耐震性については、過去の地震においてカルバート間の目地の開きや舗装の亀裂などの地震時被害が報告されているにも関わらず、実験や解析の難しさから検討事例事態が少ない。特に坑口付近の処理方法やカルバート間の連結様式については未解明な点が多く、経験的に設計・施工されているのが現状である。そこで本研究では、アーチカルバート盛土を対象として、カルバート縦断方向の耐震性に関する基礎データの収集と地震時要求性能の明確化を目的に、カルバート間の連結様式および坑口付近の挙動に着目した遠心模型実験を実施し、カルバートを含む盛土構造の地震時挙動に関する検討を行った。

第5章、第6章では、カルバート横断方向に関する検討を行う。

第5章では、従来型カルバートの適用範囲を超えるようなカルバートを施工する際の耐震性能評価に資するデータの収集を目的に、カルバートの構造形式と盛土高をパラメータとした遠心模型実験とその数値解析を実施し、各構造形式による地震時挙動の比較を行う。

第6章では、同じく従来型カルバートの適用範囲外とされている連続アーチカルバート盛土について検討する。連続アーチカルバート盛土において、同構造に最も影響を与える要因はカルバート間の設置間隔であることから、カルバート間の設置間隔をパラメータとした遠心模型実験とその数値解析を実施し基本的な挙動の検証を行う。その後、実験では実験土槽の制約から、連続アーチカルバート盛土におけるアーチカルバートの連続性を十分に考慮できないことを踏まえて、実験土槽の境界条件を取り除いた条件下での数値解析を実施し、同構造の動的挙動に対して考察を加える。

最後に第7章では、本論文により得られた成果をまとめるとともに、今後の課題について述べる。

Table 2-5 本研究の課題と論文の構成

章	対象	本研究で取り組む課題	アプローチ			備考
			遠心 模型 実験	遠心 実験の 再現 解析	実験 条件を 拡張した 数値 解析	
3	カルバート縦断 カルバート横断 連続アーチ盛土	—	—			遠心模型実験の概要 数値解析の概要
4	カルバート縦断	<ul style="list-style-type: none"> ・カルバートの有無・連結様式による影響の把握 ・カルバートと壁面の接続方法による影響の把握 ・各条件におけるカルバート働く断面力の把握 ・盛土高さの影響の把握 	○	—	—	カルバートの有無， カルバート間の連結 様式，坑口の処理方 法を検討
5	カルバート横断	<ul style="list-style-type: none"> ・ボックスカルバートの地震時挙動の把握 ・ヒンジ式アーチカルバートの地震時挙動の把握 ・盛土条件による影響の検証 ・同規模の施工条件における各工法の特徴 	○	○	—	カルバートの構造形 式と盛土高さの影響 を検討
6	連続アーチ盛土	<ul style="list-style-type: none"> ・アーチカルバートおよび周辺地盤の挙動の把握 ・単独で設置された場合との相違点の把握 	○	○	○	ユニット間隔による 影響を検討
7	カルバート縦断 カルバート横断 連続アーチ盛土	—	—			結論と今後の課題

第3章 遠心模型実験と数値解析の概要

3.1 概説

本研究では、盛土内に設置されたカルバートにおける縦断および横断方向の地震時挙動を明らかにすることを目的に、遠心力 50G 場における動的遠心模型実験と数値解析を実施した。第4章では、カルバート縦断方向の耐震性に関して、カルバート間の連結様式や坑口付近の処理方法がカルバート縦断方向の地震時挙動に与える影響について遠心模型実験を用いて検討を行った。つぎに第5,6章では、カルバート横断方向の耐震性に関して、遠心模型実験と数値解析を実施した。第5章では、従来型カルバートの適用範囲を超えるようなカルバートを施工する際の耐震性能評価に資するデータの収集を目的に、カルバートの構造形式と盛土高をパラメータとした検討を実施した。さらに第6章では、同じく従来型カルバートの適用範囲外とされている連続アーチカルバート盛土について、カルバート間の設置間隔をパラメータとした検討を実施した。本章では、第4～6章で実施する遠心模型実験と数値解析の概要を説明する。

3.2 遠心模型実験

3.2.1 遠心模型実験の特徴

遠心模型実験とは、物理模型実験手法の1つであり、遠心加速度を付与できる実験装置に、幾何学的に $1/N$ に縮小された小型模型を取り付け、 NG の遠心加速度が作用している場で小型模型の挙動を調べる実験である。

一般に、実物大試験を除き、通常の $1G$ 場の模型実験では模型と実物との相似則が満足できない。特に、地盤や構造物の自重による影響を考慮することができないため、実験によって得られたデータを定量的に評価し、実際設計・施工などに直接適用することは困難である。

本研究で用いる遠心模型実験では、実物との縮尺比が $1/N$ 倍の模型を重力加速度が N 倍の遠心力場に設置することにより、模型内で実物と同様の自重応力状態を再現することが可能となる。したがって遠心力载荷装置を用いると、幾何学的相似則と力学的相似則を同時に満足させることができ、縮尺模型に実物と同様の挙動を期待することが可能である。Table 3-1 に NG 場における模型と実物の主な相似則を示す。さらに、実験条件のコントロールが容易であるため、遠心模型実験では多数回実験を行うことが可能であるなど、様々な利点がある。このようなことから遠心模型実験は、実際の建設構造物の調査・設計・施工の各段階における手法の検証および挙動予測の手段として用いられている。

一方、 NG 場での模型実験に用いる試料の粒径は実物大に換算すると N 倍になるが、 $1/N$ の大きさの粒径の試料を用いて実験を行うことは困難であり、実際には実物大換算で N 倍の粒径を持つ試料を用いることになる。したがって粒径による影響が生じるといった欠点（粒子寸法効果）を併せ持つ。

Table 3-1 NG 場の遠心場での相似側

	実物	遠心模型
長さ・変位	1	$1/N$
面積	1	$1/N^2$
体積	1	$1/N^3$
応力	1	1
ひずみ	1	1
力	1	$1/N^2$
時間（圧密現象）	1	$1/N^2$
時間（動的現象）	1	$1/N$

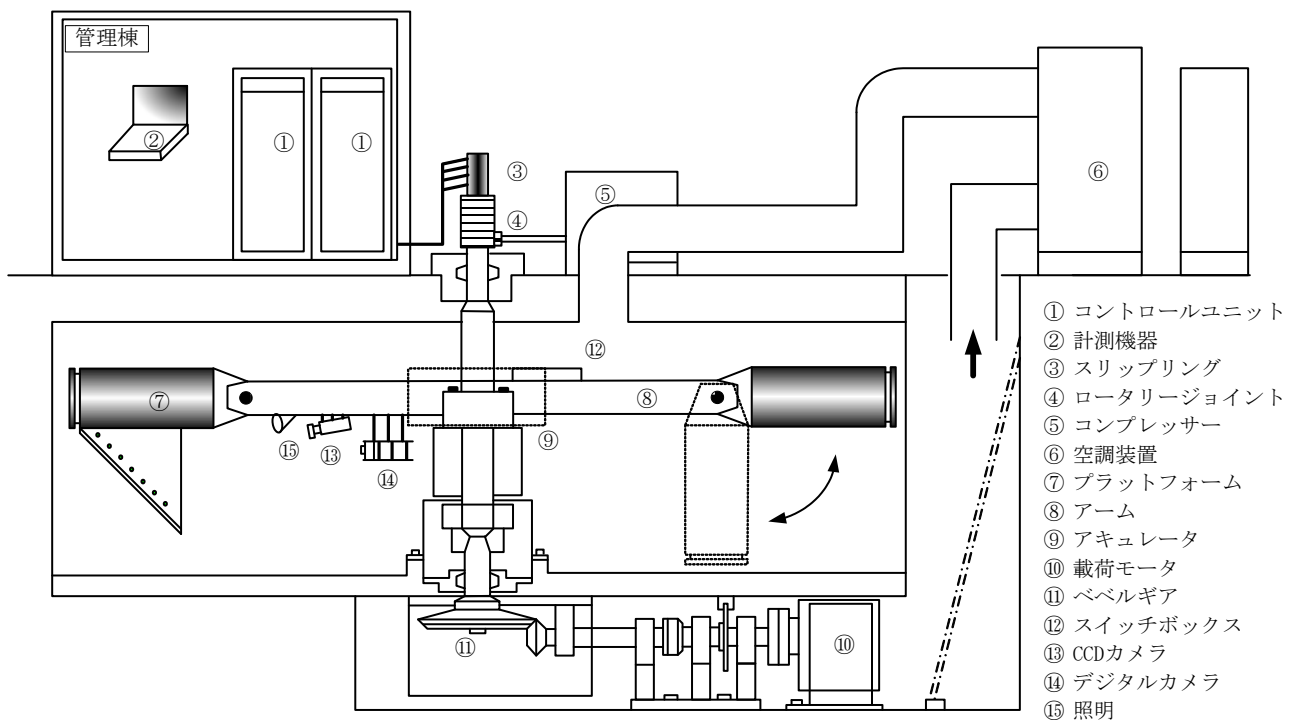


Fig. 3-1 京都大学防災研究所所有の遠心力载荷装置の構造

3.2.2 遠心模型実験装置

実験には、京都大学防災研究所所有の遠心力载荷装置を用いた。遠心力载荷装置の概略図を Fig. 3-1 に示す。遠心力を得るためのアームの回転は、構成ピット下にある 37 kw のモーターによって駆動された回転力をシャフトに伝達し、ベベルギアにより水平方向の回転力に変更することで行われる。アームの先端は、プラットフォームがヒンジを介して連結しておりアームの回転速度の上昇とともに模型装置に作用する遠心力が大きくなって、プラットフォームが起き上がる機構となっている。

Table 3-2 に本装置の仕様を示す。アーム回転軸より模型中心までの有効回転半径は 2.50 m、モーターの容量は 37 kw、最大遠心加速度は静的载荷の場合 200 G、振動载荷装置を用いた動的载荷の場合 50 G であり、プラットフォームの最大積載重量は 120 kgf である。スリップリングの数は制御用に 20 極、データ計測用に 40 極である。ロータリージョイントは 4 系あり油圧、水圧、空気圧をアーム回転中にピット外部よりアーム上に供給できる。また、アーム下にカメラが設置してあり、実験の様子を観察することが可能である。

Table 3-2 京都大学防災研究所所有の遠心力载荷装置の仕様

項目	仕様
有効半径	2.5 [m]
最大载荷容量	24 [G・ton]
最大遠心加速度	200 [G] (静的実験)
	50 [G] (動的実験)
スリップリング	7 [chs]

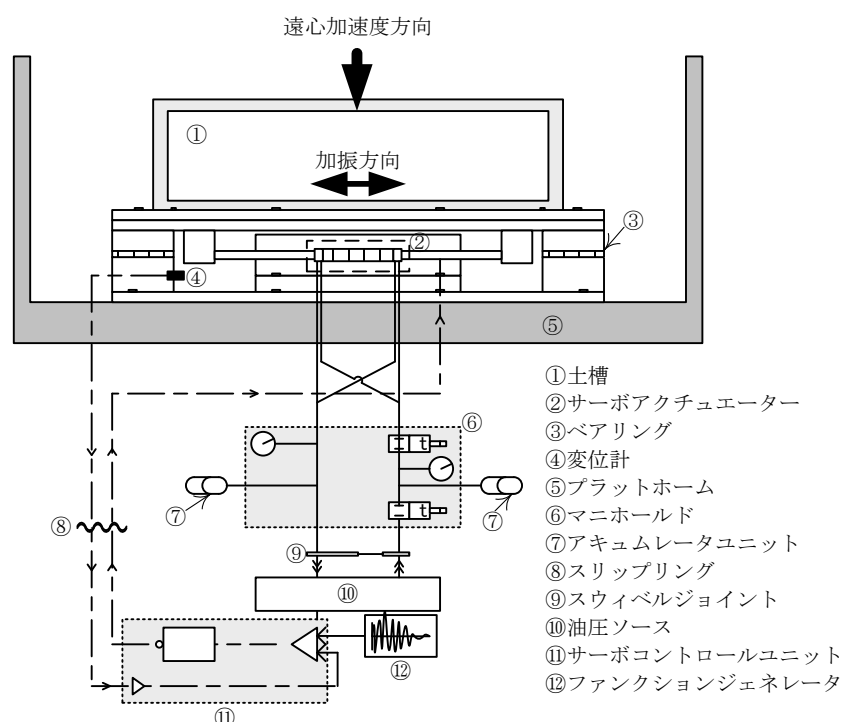


Fig. 3-2 振動载荷装置の概略図

3.2.3 振動実験装置

遠心力を载荷させた状態で振動実験を行う際には、アームの先端のプラットフォームに取り付けられた振動载荷装置を用いて加振する。振動载荷装置は electro-hydraulic 型のアクチュエータを用いる。そのアクチュエータと油圧回路系統を Fig. 3-2 に示す。遠心载荷を行う直前に高圧側のアキュムレータに一定の圧力で油をためて蓄圧を行い、遠心载荷を始め、所定の加速度に達した後、観測室の油圧サーボ制御盤からスリップリングを通して電気信号を送り、サーボバルブをコントロールする。バルブをコントロールすることで、高圧側アキュムレータからピストンに流入する油の量を調節し、振動制御を行う。油は振動载荷装置を通った後、低圧側アキュムレータに蓄えられ、この時点で振動载荷は終了する。遠心実験のオペレーション上、この後に遠心力载荷装置を完全に停止させ、油を抜いてすべての操作が完了する。油圧サーボ制御方式は、小さな装置で大きな加振力と変位を発生させることができ、さらに加振振動数を制御しやすいという特長がある。現在ではこの方式を採用している遠心力载荷装置が多い。

3.2.4 模型地盤と土槽境界

模型地盤には、砂質地盤、盛土共に乾燥豊浦砂を用いた。地盤を作製する際には、地表面から約 800

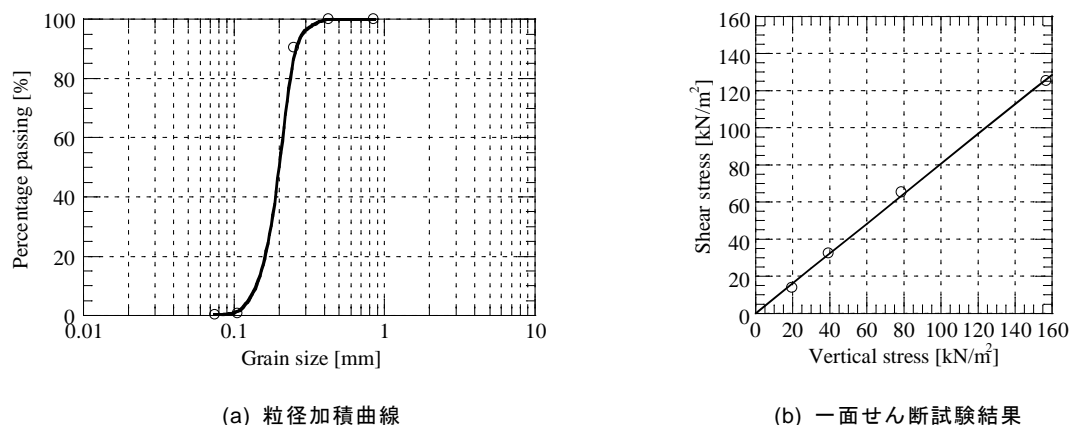


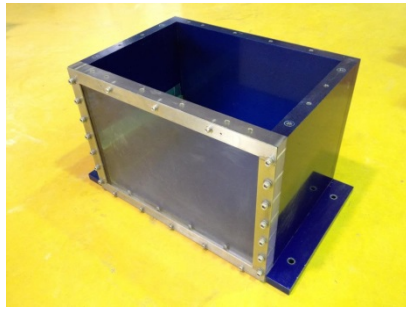
Fig. 3-3 豊浦砂の粒径加積曲線と一面せん断試験結果

Table 3-3 豊浦砂の物性値

Specific gravity G_s	2.64
Unit weight γ [kN/m ³]	15.8
Average diameter D_{50} [mm]	0.20
Internal friction angle ϕ [deg]	38.9
Cohesion c [kPa]	0.0
Void ratio e	0.642
Maximum void ratio e_{max}	0.975
Minimum void ratio e_{min}	0.585
Relative density D_r [%]	85.4

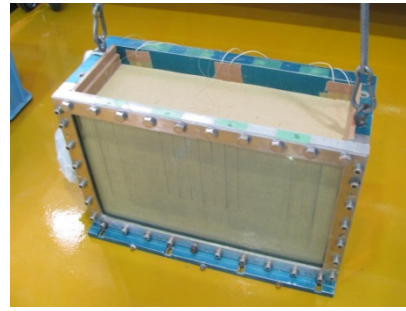
mm の高さより乾燥状態の豊浦砂を気中落下させ、相対密度が 85% の密詰めとなるようにした。密な地盤を作製した理由としては、道路土工カルバート工指針¹⁾において、ボックスカルバートを直接設置する場合は砂質地盤で N 値 20 以上、粘性土地盤で N 値 10～15 以上、また 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートの設計基準⁷⁾においては、アーチカルバートを直接設置する場合の基礎の N 値は 15 以上を標準としており、どちらの工法においても基礎地盤は良好な地盤を前提としているためである。また、道路盛土においては一般に盛土部分の締固め度は 92 % 以上としているため、盛土部分においても基礎地盤と同様、乾燥状態の豊浦砂を相対密度 85% で作製した。Fig. 3-3 に豊浦砂の粒径加積曲線と一面せん断試験の結果をそれぞれ示す。一面せん断試験の結果より、内部摩擦角 $\phi = 38.9^\circ$ 、粘着力 $c = 0$ kPa と決定できる。豊浦砂の物性値を Table 3-3 にまとめる。

本来、振動実験を行う際は、せん断土槽を用いて地盤の変形が拘束されないようにするのが望ましいが、本研究では Picture 3-1 に示すような剛土槽を用いて遠心模型実験を実施した。そのため、実構造と比較して地盤の変形が制限されることが考えられる。そこで、本研究においては土槽境界の影響を緩和することを目的に、地盤と土槽の境界部分にゲルシートを貼付することとした³¹⁾。ゲルシートの選定に当たっては、Picture 3-1(b) の土槽を用いて予備実験を実施した。予備実験の概略図を Fig. 3-4、実験ケースを Table 3-4 にそれぞれ示す。予備実験では、土槽側壁に緩衝材としてゲルシートを貼付し、プロトタイプ 1 Hz の正弦波 2 波を入力した際の土槽側壁近傍および土槽中央における地盤の応答加速度を計測した。予備実験の結果、厚さ 3 mm、10 % 圧縮時の圧縮強度が 0.07 N/mm² のゲルシートを用いた場合に、土槽側壁近傍と土槽中央の地盤の応答加速度の差が最も小さくなった。この結



(a) 第4章で用いた土槽

(W: 450 mm , H: 340 mm, D: 300mm)



(b) 第5章, 6章で用いた土槽

(W: 450 mm , H: 300 mm, D: 150mm)

Picture 3-1 実験に用いた剛性土槽

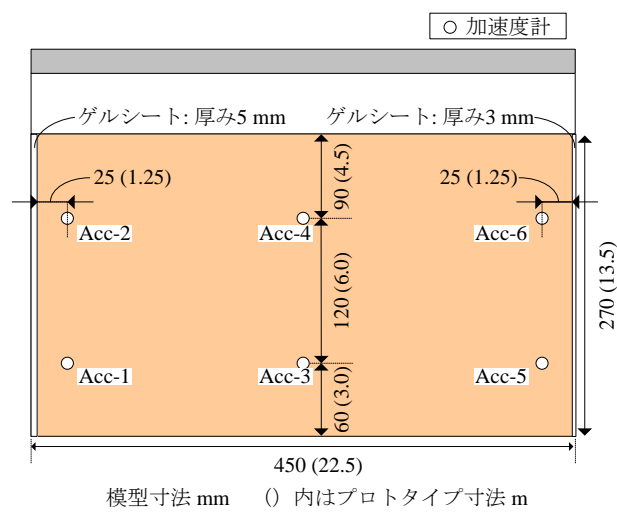


Fig. 3-4 緩衝材の選定に関する予備実験の概略図

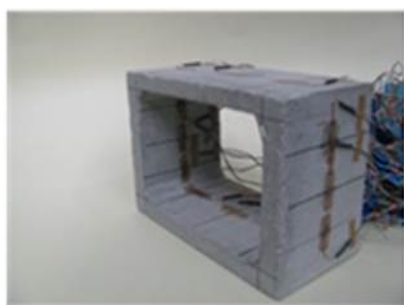
Table 3-4 緩衝材の選定に関する予備実験の実験ケース

Case	位置	厚み [mm]	10%圧縮時の 圧縮強度 [N/mm ²]	加振条件 (プロトタイプ換算)
1	左側	5	0.05	①正弦波 2 波, 1 Hz, 最大加速度 4 m/sec ² ②正弦波 2 波, 1 Hz, 最大加速度 10 m/sec ²
	右側	3		
2	左側	5	0.07	
	右側	3		
3	左側	5	0.27	
	右側	3		

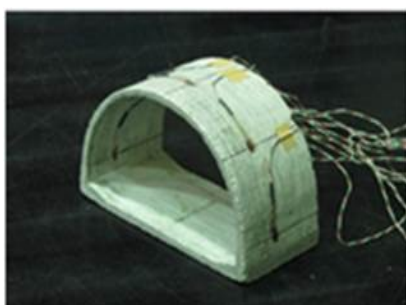
果より, 以後の実験においては加振方向に対して垂直な土槽壁面に緩衝材として上記のゲルシートを貼付することとした。

3.2.5 カルバート模型

本研究では, Picture 3-2 に示すように, ボックスカルバート模型 (以下, ボックスモデル), 剛結アーチカルバート模型 (以下, 剛結アーチモデル), 肩部にヒンジ構造を有するアーチカルバート模型 (以下, 2 ヒンジアーチモデル) の 3 種類の模型を用いて実験を行った。剛結アーチモデルと 2 ヒン



(a) ボックスモデル



(b) 剛結アーチモデル



(c) 2 ヒンジアーチモデル

Picture 3-2 実験で使用したカルバート模型

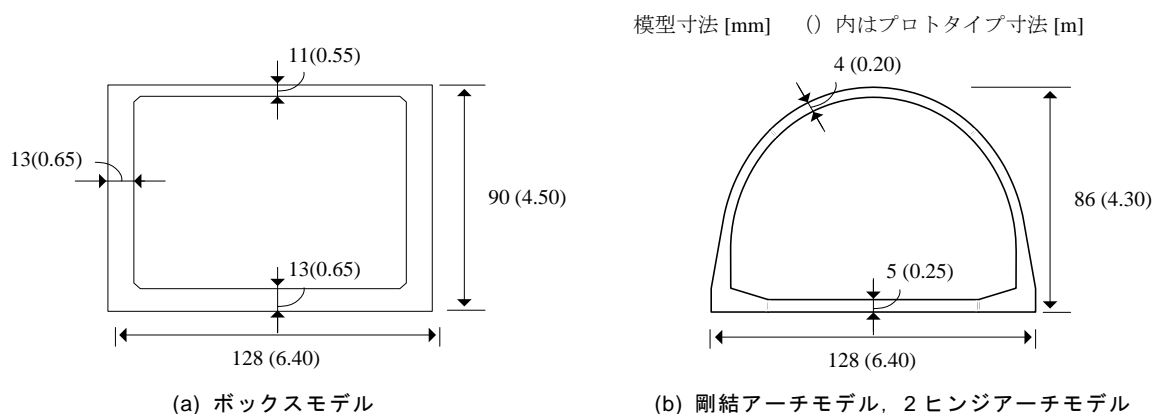


Fig. 3-5 カルバート模型の寸法



(a) 打設時



(b) 脱型時



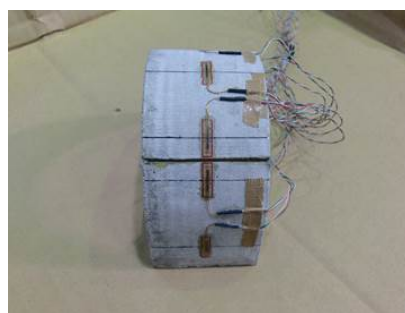
(c) 乾燥炉から取り出した状態

Picture 3-3 カルバート模型作製時の様子

ジャーチモデルの基礎形式はインバートタイプを採用し、両者は肩部のヒンジ構造以外は同様の断面とした。また、ボックスモデルとアーチモデルは模型の外幅が同等となるように設計した。Fig. 3-5に模型の寸法、Picture 3-3に剛結アーチモデル作製時の様子を示す。実際のカルバート構造物は、鉄筋コンクリート製であるが、実物の1/50の模型に配筋を施すのは非常に困難であるため、模型は珪砂6号：早強セメント：水＝2：1：0.65の配合のモルタル³²⁾のみで作製した。カルバート模型は、打設後24時間で脱型し、28日間水中養生した後、気中と60℃の乾燥炉でそれぞれ24時間乾燥させて使用した。2ヒンジアーチモデルの模型を作製する際には、打設時にあらかじめ肩部にアルミ板を挿し込み、脱型時にボード部とそれ以外のパーツに分解した。このため肩部にアルミ板の厚み分のクリアランスが生じるので、接触部分の両方にひずみゲージ用コーティング材を薄く塗り固め、端面を整



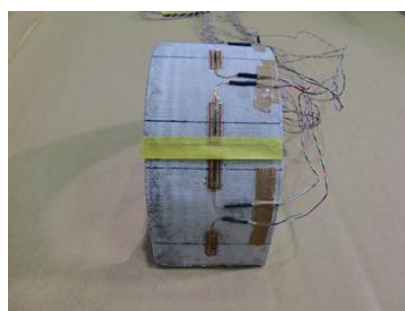
(a) 加工前



(b) 端面成形後



(c) ボード部に貼付したクラフトテープ



(d) 実験使用時

Picture 3-4 ヒンジモデルにおける肩部の様子

Table 3-5 カルバート模型の物性値

Young's modulus E [kN/m ²]	2.07×10^7
Unit weight γ [kN/m ³]	19.35
Compressive strength f_c [N/m ²]	4.92×10^4
Bending strength f_b [kN/m ²]	1.17×10^4
Tensile strength f_t [kN/m ²]	5.76×10^3
Poisson's ratio ν	0.18

形した。また、実験時には、肩部のヒンジ位置から砂がこぼれ落ちるのを防止するために、ボード部に貼付したクラフトテープによって表面を被服した。ただし、このクラフトテープはボード部にのみ貼付しており、これにより肩部が接着することはない。Picture 3-4 にヒンジモデルの肩部の様子を示す。ヒンジモデルは上記の加工以外是一体型のモデルと同様の作製方法である。モルタルの物性に関しては別途材料試験³³⁾を行った。その結果を Table 3-5 に示す。

3.3 数値解析

3.3.1 数値解析の概要

本研究では、第 5, 6 章で実施したカルバート横断方向の遠心模型実験に対して、数値解析を実施した。実験では、平面ひずみ条件を仮定して実験を実施しているため、本数値解析においては弾塑性有限要素解析コード DBLEAVES³⁴⁾を用いて 2 次元弾塑性有限要素解析を行った。DBLEAVES は、Kimura and Zhang³⁵⁾により開発された 3 次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE3D を元に、Ye et al.³⁴⁾により

改良されたものであり，有限変形解析により大変形問題を考慮できるようになっている．本解析コードの地盤の変形問題に対する適用性は，杭基礎^{36), 37), 38)}やトンネル³⁹⁾，地下構造物⁴⁰⁾などの様々な事例解析を通じて十分に検証されている．

本研究において数値解析を実施する目的は以下の通りである．

- ① カルバートを含む盛土構造物の耐震性に関する数値解析の適用性を検証する．
- ② 遠心模型実験では計測困難なカルバートや地盤の変形を把握し，カルバートを含む盛土構造物の耐震性に更なる考察を加える．
- ③ カルバートを含む盛土構造物の耐震性評価手法を構築するために参考となるデータを蓄積する．

3.3.2 模型地盤のモデル化

遠心模型実験で用いた豊浦砂の力学特性は，subloading t_{ij} model⁴¹⁾を用いてモデル化した．本構成モデルでは，中間主応力の影響やせん断剛性の拘束圧依存性を考慮できる上，砂・粘土の区別なく正規圧密状態～過圧密状態を考慮できる．さらに実務における使用を想定して開発されたモデルであるため，必要なパラメータの多くが三軸試験や圧密試験によって決定できるという利点がある．

subloading t_{ij} model で用いるパラメータは， R_{cs} ， λ ， κ ， N ， β ， a ， v_e の計 7 つであるが，その全てに力学的意味があり，地盤材料の要素試験によって客観的に決定することができる．それぞれのパラメータの力学的意味は以下の通りである．

R_{cs} : 三軸圧縮条件下における破壊時主応力比であり，下記の式で表現される

$$R_{cs} = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{CS(comp)}$$

λ : 圧縮指数

等方圧密載荷・除荷試験により決定されるパラメータで，正規圧密状態から載荷過程にある時の $e \sim \ln p'$ 関係の直線の傾き

κ : 膨潤指数

等方圧密載荷・除荷試験により決定されるパラメータで，過圧密状態から除荷過程にある時の $e \sim \ln p'$ 関係の直線の傾き

N : 大気圧下 ($p' = 98 \text{ kPa}$ ， $q = 0 \text{ kPa}$) の間隙比

β : 降伏曲面の形状を規定するパラメータ

$\beta = 1$ の時は original Cam-Clay model と同じ形状であり， β が大きい場合には載荷初期の応力比が小さい段階においてひずみ増分比が大きい．

a : 密度や拘束圧に影響するパラメータ

過圧密状態の解消度合いを示すパラメータであり，ある過圧密状態にある地盤において， a が大きい場合にはわずかなひずみ量の発生によって正規圧密状態に移行する．

v_e : ポアソン比

解析に用いた豊浦砂のパラメータを Table 3-6 に示す．豊浦砂の土質パラメータは，豊浦砂の三軸圧縮試験の結果⁴¹⁾をもとに決定した．Fig. 3-6 に密詰めおよび緩詰め豊浦砂の三軸圧縮試験結果とシ

Table 3-6 解析で用いた豊浦砂の土質パラメータ⁴¹⁾

Principal stress ratio at critical state $R_{CS} = (\sigma_1/\sigma_3)_{CS(comp.)}$	3.2
Compression index λ	0.07
Swelling index κ	0.0045
$N = e_{NC}$ at $p = 98 \text{ kPa}$ & $q = 0 \text{ kPa}$	1.1
β	2.0
a	60
Poisson's ratio ν_e	0.333

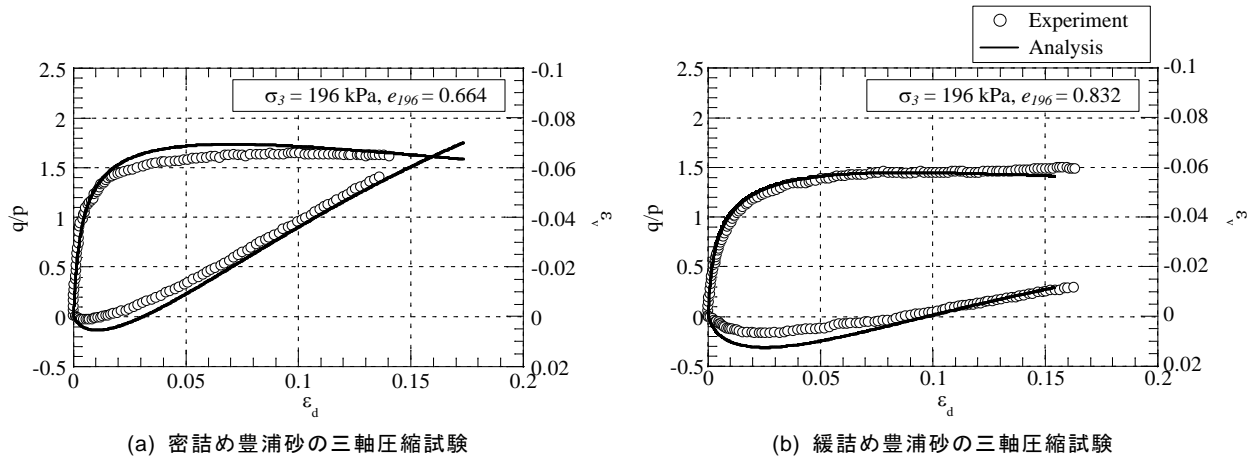
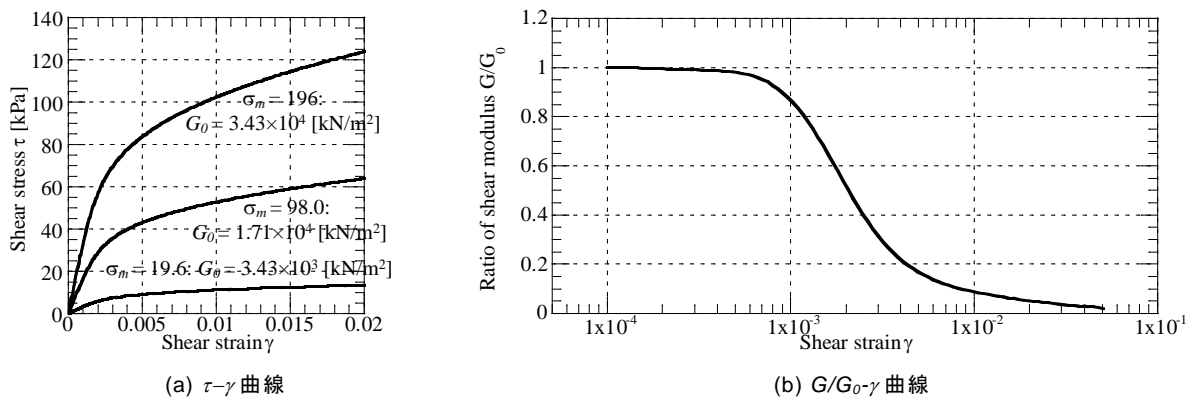
Fig. 3-6 密詰めおよび緩詰め豊浦砂における三軸圧縮試験⁴¹⁾とシミュレーション

Fig. 3-7 豊浦砂のせん断剛性のひずみ依存性

シミュレーション結果を示す。同図より、シミュレーション結果は、地盤材料の強度や正負のダイレイタンシー特性など、密度の異なる場合の砂の応力-ひずみ挙動をよく表せていることがわかる。さらに Fig. 3-7 には、本パラメータを用いた場合のせん断剛性のひずみ依存性に関する τ - γ 曲線と G/G_0 - γ 曲線を示す。

3.3.3 カルバートのモデル化

(1) カルバートのモデル化に用いる構成式

カルバート覆工に発生する軸力は、繰り返し作用する水平荷重の大きさによって変動し、カルバー

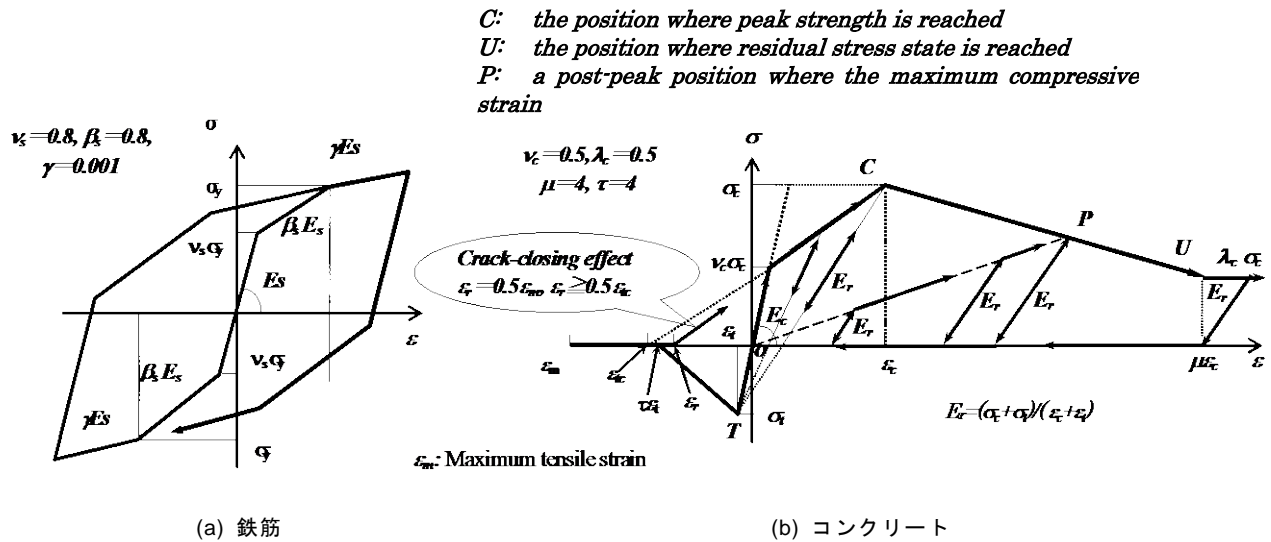


Fig. 3-8 AFD model における応力-ひずみ関係⁴²⁾

Table 3-7 解析で用いたカルバート模型の物性値

Concrete	Young's modulus E [kN/m ²]	2.07×10^7
	Compressive strength f_c [N/m ²]	4.92×10^4
	Tensile strength f_t [kN/m ²]	5.76×10^3
	Poisson's ratio ν	0.18
Steel	Young's modulus E [kN/m ²]	sufficiently-small value
	Yield strength f_y [kN/m ²]	
	Poisson's ratio ν	
Damping coefficient h		0.02

トの非線形的な挙動は軸力変動の影響を受ける．また，覆工断面でのひび割れ発生により有効断面が減少すると断面力も低下するため，このような軸力変動を断面全体で考慮するのは非常に困難である．そこで本研究では覆工部材強度の軸力依存性を考慮した Axial-Force Dependent model (AFD-model)⁴²⁾を用いてアーチカルバートのモデル化を行った．AFD model は，従来，主に建築構造解析の分野において，気中に存在する RC 部材の解析で用いられていた Multi-Spring model⁴³⁾や Fiber model⁴⁴⁾の概念を有限要素法に導入して杭部材の離散化を行い，梁要素の釣り合い式の弱形式を再定式化することで，軸力変動による影響を適切に評価するモデルである．具体的には，断面中のコンクリートを 100 個の要素，断面中の鉄筋をそれぞれ一個の要素としてモデル化を行い，それぞれに Fig. 3-7 に示すような厳密な鉄筋とコンクリートの応力～ひずみ関係を与えることにより RC 部材の非線形特性を表現する．ただし，本研究において実施した動的遠心模型実験では，カルバート模型は配筋せずにモルタルのみで作製したため，本解析においては鉄筋に関するパラメータを十分小さな値としてモデル化を行った．Table 3-7 に本解析で用いたカルバート覆工のパラメータを示す．

(2) 数値解析に用いるカルバート断面とカルバート自重の载荷方法

本研究では，カルバートのモデル化に際して Beam 要素を用いているが，本来 Beam 要素はメッシュ分割上，幾何学的な体積を持たない．そこで Zhang et. al⁴⁵⁾は，杭を Beam 要素でモデル化する際に，Beam 要素の周囲に杭の曲げ剛性の 1 割を有する弾性 Column 要素を配したハイブリット要素を用いて部材の体積を表現し，杭の挙動を精度よく表現できることを報告している．しかし本解析においては，

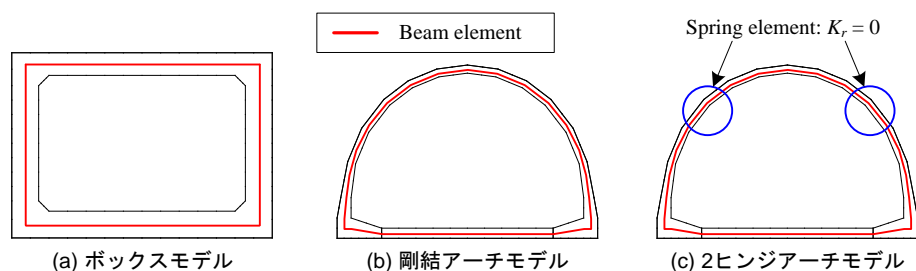


Fig. 3-9 解析におけるカルバートのモデル化

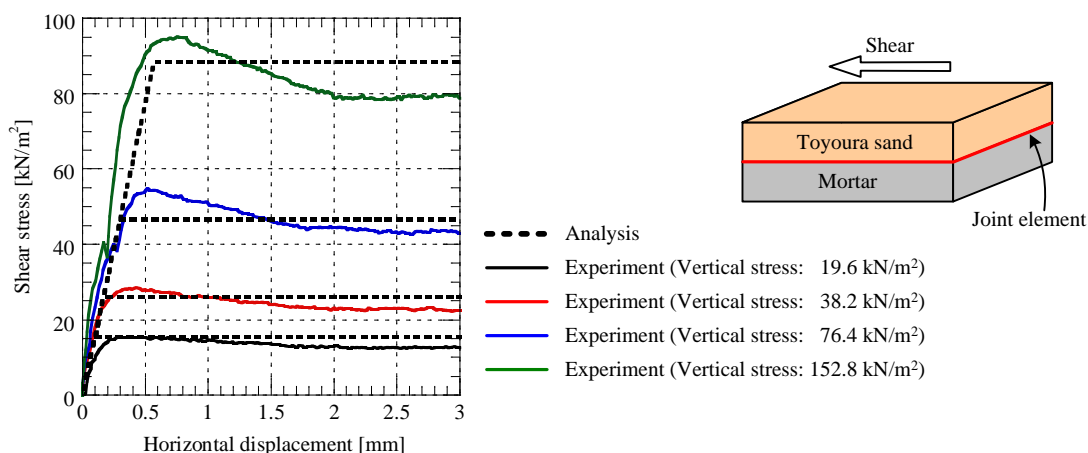


Fig. 3-10 モルタルと豊浦砂を用いた一面せん断試験（実験値と解析値）

Table 3-8 Joint 要素の材料定数

Shear stiffness K_s [kN/m ² /m]	1.55×10^5
Normal stiffness K_n [kN/m ² /m]	1.55×10^5
Cohesion c [kN/m ²]	5.0
Internal friction angle ϕ [deg]	28.0

2 ヒンジアーチモデルのモデル化において、回転剛性がゼロとなるようにモデル化する必要があるため、Fig. 3-9 に示すように、ハイブリット要素は用いずにカルバートの断面の中央に Beam 要素を配したモデルとした。2 ヒンジアーチモデルにおいては、肩部を回転剛性ゼロの Spring 要素を用いてモデル化を行った。

さらに、カルバートの自重に当たっては、Beam 要素が幾何学上の体積を持たないことを考慮して Beam 要素の各節点にカルバートの自重と等価な鉛直方向の荷重を載荷することで自重の影響を表現した。

(3) カルバートと地盤の境界部分のモデル化

地盤とカルバートの境界部分における影響を考慮するために、両者の境界部分に Joint 要素を配置した。Joint 要素の材料定数は、モルタルと豊浦砂を用いた一面せん断試験の結果から決定した（Fig. 3-10）。Table 3-8 に Joint 要素の材料定数を示す。

Table 3-9 遠心模型実験の計測間隔と再現解析における計算間隔

	遠心模型実験		数値解析
	実計測 (50 G)	プロトタイプ換算値	
	サンプリング周期 [sec] (サンプリング周波数 [Hz])	換算サンプリング周期 [sec] (換算サンプリング周波数 [Hz])	計算周期 [sec] (計算周波数 [Hz])
第 3 章	0.0001 (10000)	0.005 (200)	0.0005 (2000)
第 4 章			
第 5 章	0.0002 (10000)	0.01 (100)	0.001 (1000)

3.3.4 遠心模型実験における計測間隔と数値解析の計算間隔

Table 3-9 に遠心模型実験の計測間隔と再現解析における計算間隔をそれぞれ示す．本研究では，解析法として Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$) を用い，数値解析における計算間隔は遠心模型実験における計測間隔の 1/10 とした．

3.3.5 遠心模型実験の数値解析における地盤の減衰定数

本研究で実施する遠心模型実験では，剛土槽を用いて振動実験を実施している．そのため，実験における地盤の減衰は実構造物に対して大きいことが予想される．そこで，第 4 章，第 5 章の数値解析を実施するに先立って，地盤の減衰定数 h をパラメータとし， $h = 5, 10, 20, 30, 40, 50$ とした場合の応答について事前解析を実施した．Fig. 3-11 にはその結果の一例として，2 ヒンジアーチモデルを設置した際の地盤の応答加速度とカルバートに発生する曲げモーメントの時刻歴に関して，減衰定数をパラメータとした場合の結果を示す．図より，減衰定数が小さい場合ほど応答加速度において極大・極小付近の高周波成分が卓越し，減衰定数が大きくなると全体の加速度応答はある程度再現可能であるが，極大・極小付近において実験値よりも応答が小さくなることが確認できる．また曲げモーメントの時刻歴においては，減衰定数により加振 2 秒後からの挙動が大きく異なる．

実際の実験においては，地震エネルギーは土槽壁面を通じて消散していると考えられるが，本解析のように地盤の減衰定数を大きくすることによっても，実験をある程度再現可能であることが確認された．そこで本解析における遠心模型実験の再現解析においては，数種類のケースに対して事前解析を実施した結果を踏まえて，地盤の減衰定数を一律に 30 % と仮定して解析を実施することとした．

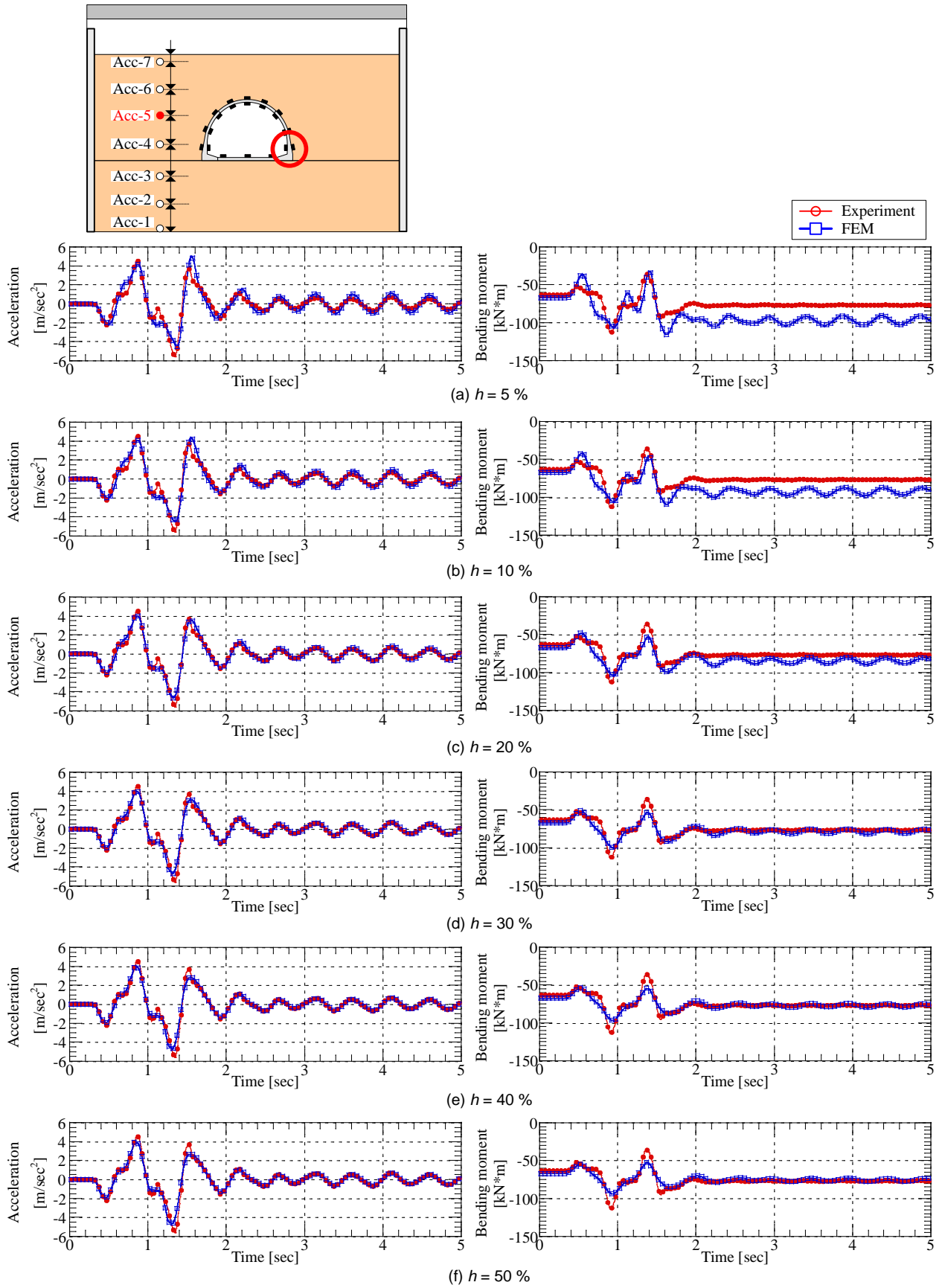


Fig. 3-11 減衰定数をパラメータとした事前解析結果の一例

第4章 カルバート縦断方向の耐震性に関する検討

4.1 概説

カルバート縦断方向の耐震性に関しては、過去の地震においてカルバート間の目地の開きや舗装の亀裂などの地震時被害が報告されているにも関わらず、実験や解析の難しさから検討事例事態が少ない。特に坑口付近の処理方法やカルバート間の連結様式については未解明な点が多く、経験的に設計・施工されているのが現状である。そこで本研究では、アーチカルバート盛土を対象として、カルバート縦断方向の耐震性に関する基礎データの収集と地震時要求性能の明確化を目的に、カルバート間の連結様式および坑口付近の挙動に着目した遠心模型実験を実施し、カルバートを含む盛土構造の地震時挙動に関する検討を行った。

4.2 カルバート縦断方向に関する遠心模型実験の実験条件

4.2.1 実験対象

本実験では、カルバート間の連結様式および坑口付近の設計様式がカルバート縦断方向の地震時挙動に与える影響を明らかにするために、遠心力 50 G 場において振動実験を実施した。実験対象は、5.0 m の砂質地盤上に壁面工を有する盛土が建設された場合とし、盛土高さは 5.0 m（低盛土条件：土被り 0.7 m）と 10.0 m（高盛土条件：土被り 5.7 m）とした。Fig. 4-1 に実験模型の概略図を示す。実験には、Picture 3-1 (a) の剛性土槽（長さ 450 mm×高さ 340 mm×奥行き 300 mm）を用いた。

4.2.2 カルバート模型

カルバートの縦断方向の連結様式が地震時挙動に与える影響を調べるため、カルバートを縦断方向

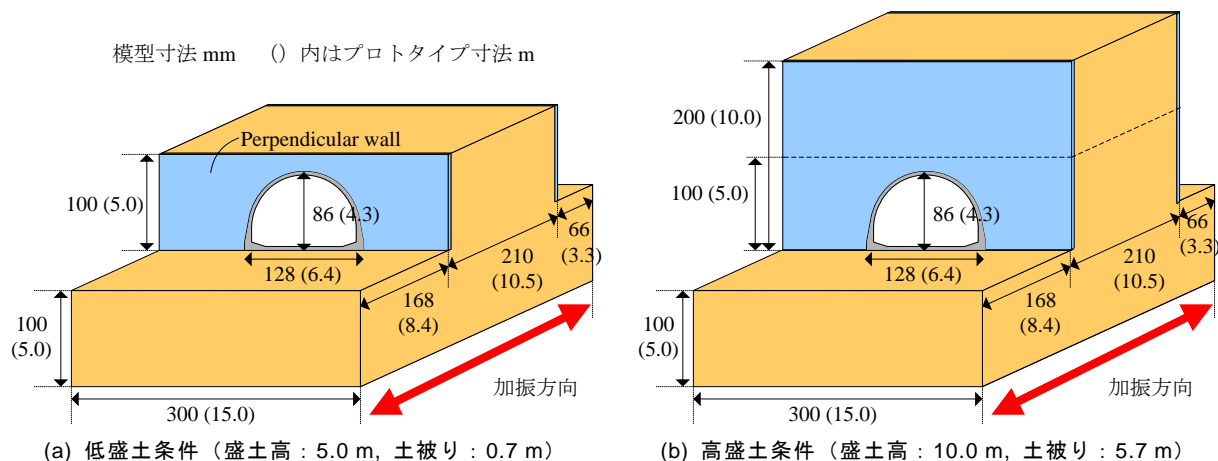
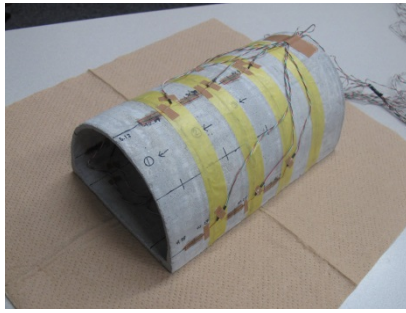


Fig. 4-1 実験模型の概略図



(a) カルバート同士を連結した模型 (Case-1, 3)



(b) カルバート同士を分離した模型 (Case-2)

Picture 4-1 実験で使ったカルバート模型とひずみゲージの貼付状況

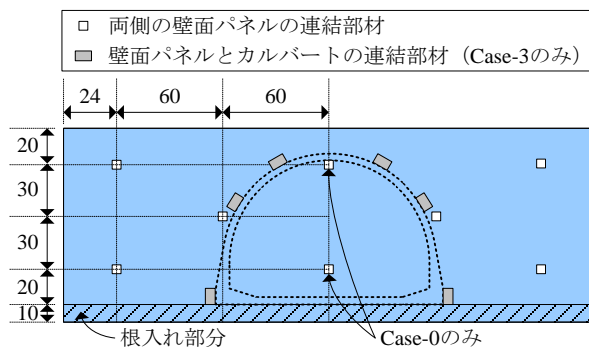


Fig. 4-2 壁面パネルの連結部材取り付け位置



Picture 4-2 実験で用いた壁面パネル

に連結した模型および分離された模型の2種類を用意した。Picture 4-1 に本実験で用いたアーチカルバート模型を示す。模型は第3章で既に述べた方法で作製した肩部が剛結されたアーチカルバート模型を使用し、縦断方向に奥行き42 mmの模型を5体設置した。カルバート同士を連結した模型は各模型をコンクリート用接着剤で隙間なく接着した後、継ぎ目部分に上からクラフトテープを貼付している。一方、カルバート同士を分離した模型は各模型の端面を成形し、模型の端面が均等に接するように留意した。その後、クラフトテープを用いて覆工上面を覆うように貼付し、砂がカルバート内部に侵入しないようにした。ただし、このクラフトテープは隣接するカルバート模型の一方のみに貼付しており、これによりカルバート模型同士を連結するものではない。また前方から3体のカルバート模型の頂部および両脚部、計9ヶ所の覆工両面にひずみゲージを貼付し、覆工に作用するカルバート縦断方向の軸力を計測している (Picture 4-1)。

4.2.3 壁面工のモデル化

カルバート盛土における坑口の構造は盛土形状や景観等の諸条件により様々であるが、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートでは、盛土両側面に壁面工を施したものが一般的である⁵⁾。また、補強土壁に関する遠心模型実験⁴⁶⁾などにより壁面工については実験条件に応じて様々なモデル化が行われている。本研究では、盛土内にカルバートを含む場合の影響を調べるという目的から、壁面工についてはできる限り単純なモデル化を行い、壁面工の変形は原則として無視した。具体的には、壁面材は厚さ5 mmのアクリル製のパネルを用いてモデル化し、壁面自体は一体かつ剛であると仮定した。また、連結部材に厚さ1 mm、幅5 mmのアルミ製の板を使用し、両側の壁面パネルは連結部材により等変位条件となると仮定した。Fig. 4-2 に連結部材の取り付け位置、Picture 4-2 に実験で用いた壁面

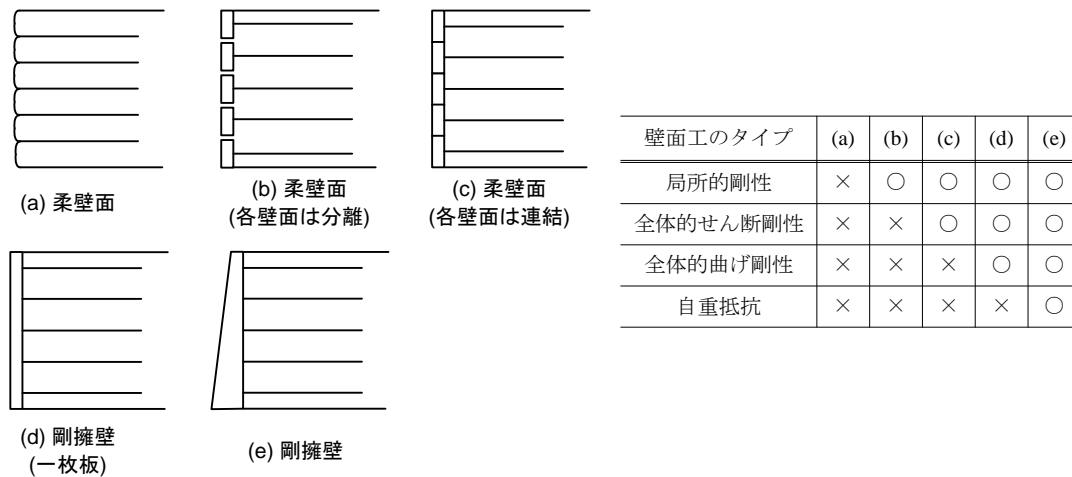


Fig. 4-3 壁面工の力学的分類

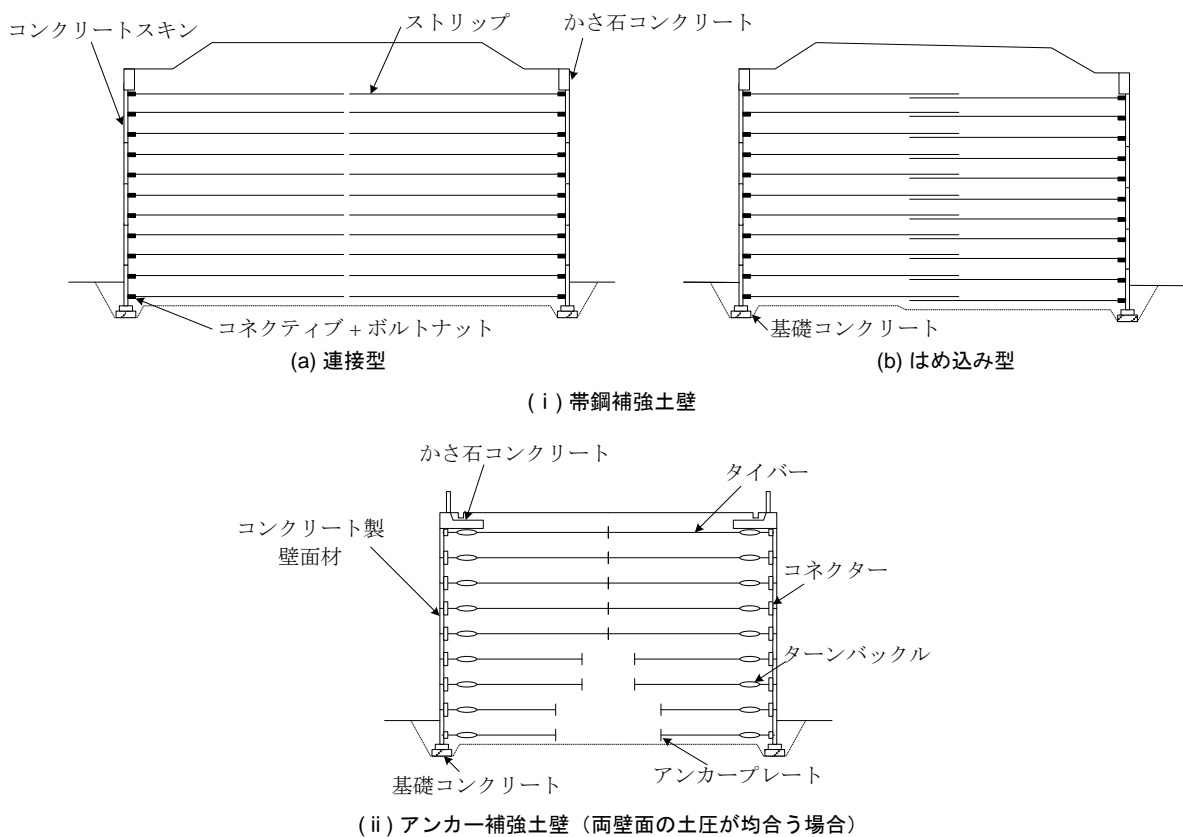
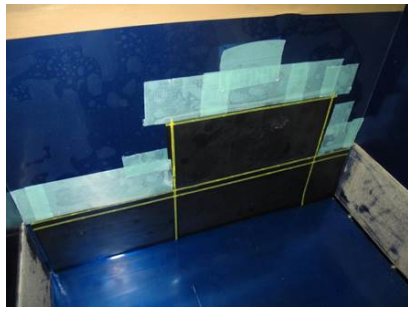


Fig. 4-4 一般的な補強土工法において両壁を有する盛土を建設する際の構造 ^{49), 50)}

パネルの様子をそれぞれ示す. 壁面下端の基礎部分についてはプロトタイプで0.5 m 根入れさせた ⁴⁷⁾. 龍岡 ⁴⁸⁾は壁面工の剛性の違いによる力学的効果を Fig. 4-3 に示す 5 種類に分類している. これによれば本実験で用いる壁面パネルはタイプ D に相当する. さらに Fig. 4-4 には, 一般的な補強土壁工法である帯鋼補強土壁 ⁴⁹⁾とアンカー補強土壁 ⁵⁰⁾において両壁面を有する盛土を建設する際の構造を示す. アンカー補強土壁では, 両壁面の土圧が均合う場合に左右のタイバーを一体化することから, 本実験条件はこれに該当する. また, 壁面に働く土圧を計測するため, 小型土圧計を壁面パネルに埋め込み, 土圧計の受圧面と壁面が同じ高さになるように設置した.



Picture 4-3 壁面の摩擦軽減対策

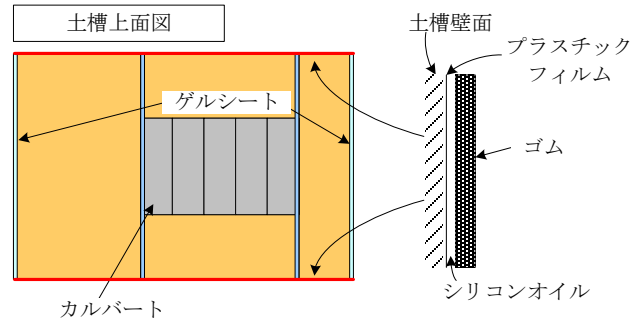


Fig. 4-5 壁面の摩擦軽減対策と土槽境界の影響緩和

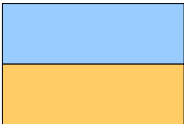
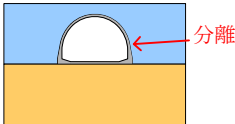
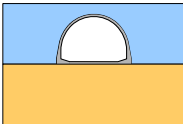
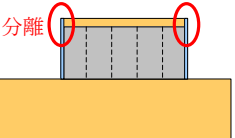
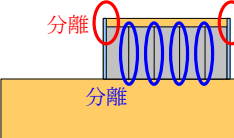
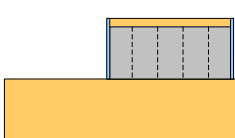
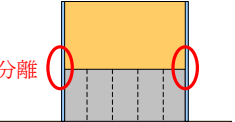
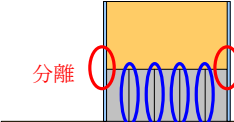
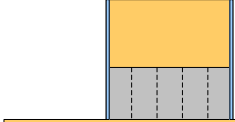

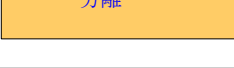

		基本ケース	カルバート連結の影響	カルバートと壁面の接続構造	
		壁面とカルバート：分離 カルバート同士：連結	壁面とカルバート：分離 カルバート同士：分離	壁面とカルバート：連結 カルバート同士：連結	
土盛低 (L 5m)	カルバートなし				
					
土盛高 (H 0.1m)					
					
		(a) Case-0	(b) Case-1	(c) Case-2	(d) Case-3

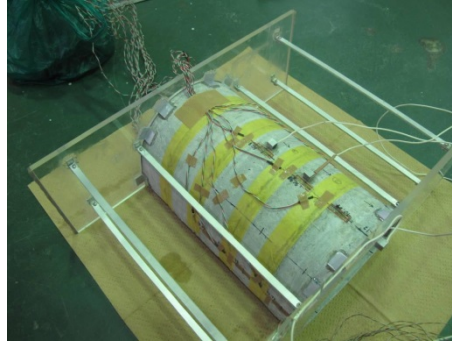
Fig. 4-6 実験ケース

4.2.4 模型地盤と土槽境界

模型地盤の作製は、第3章で既に説明したのと同様、乾燥豊浦砂を用いて、気中落下法により相対密度が85%の密詰めとなるようにし、加振方向に対して垂直な土槽壁面には緩衝材として厚さ3mmのゲルシートを貼付して土槽境界の影響を緩和している³¹⁾。一方、本実験では3次元的な挙動を把握する必要があるため、加振方向に対して平行な土槽壁面については、盛土の挙動を拘束しないよう1mm厚のゴムとプラスチックフィルムの間にシリコンオイルを塗布し、壁面摩擦の軽減⁵¹⁾を図っている (Fig. 4-5, Picture 4-3)。これにより無対策の場合に比べて壁面摩擦が軽減されることを予備実験により確認した。

4.2.5 実験ケース

本研究では、カルバート間の連結様式および坑口部分のカルバートと壁面の接続構造がカルバート縦断方向の地震時挙動に与える影響を明らかにすることを目的としている。第2章でまとめたように、実際の施工においてヒンジ式プレキャストカルバートでは、カルバートは縦断方向に連結されるのが



Picture 4-4 壁面とカルバートの連結

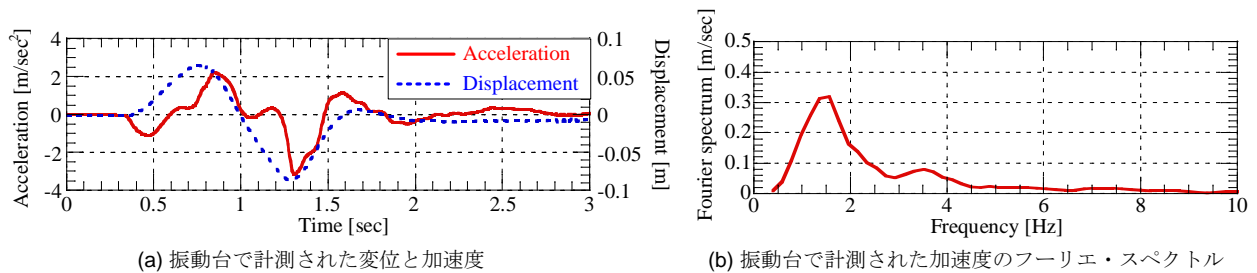


Fig. 4-7 入力地震動

一般的である．一方カルバートと壁面については，壁面に働く土圧がアーチ部材に作用しないように分離した構造とすることが多い．そこで本研究では，カルバート同士は連結されているがカルバートと壁面は分離している場合（Case-1）を基本のケースとし，Fig. 4-6 に示すように，カルバートの有無およびカルバート間の連結様式と，坑口部分のカルバートと壁面の接続構造の異なる 4 ケースに対して，2 種類の盛土高さ（低盛土条件，高盛土条件）で実験を実施した．Case-3 において壁面とカルバートを連結させる際には，Fig. 4-2 示す 6 カ所に幅 20 mm のアングルを貼付し，両者を連結させた（Picture 4-4）．

4.2.6 入力波

本実験では，遠心加速度 50 G 到達後，振動台の変位制御により，最大加速度約 0.5 m/sec^2 のホワイトノイズと周波数 1 Hz で最大加速度が約 4 m/sec^2 のパルス波の 2 種類の波形を用いて加振した．本実験では壁面に作用する壁面土圧を計測しているが，遠心加速度 50 G 到達時には土圧計近傍の地盤の局所的なアーチ効果により，計測土圧は静止土圧を大きく下回る．そこで本実験では，ホワイトノイズを入力した後，十分に時間が経過した時点初期状態として結果を整理することとした．パルス波を入力波とするのは，基本的な地震時挙動の把握を目的とするためである．入力波の周波数に関しては兵庫県南部地震(1995 年)での JR 西日本鷹取駅構内地盤における地震波⁵²⁾を参考にして，周波数 1 Hz，振動台の変位振幅 1.5 mm（プロトタイプ換算で 0.075 m）を目標に，遠心力载荷装置に取り付けられた振動载荷装置に変位制御で入力した．ただし振動台の性能上，実際の振動台波形は目標波形と比べて立ち上がりおよび加振後でやや差異がみられ，実際に振動台に入力された加速度履歴とそのフーリエスペクトルは Fig. 4-7 に示すようになり，振動数は約 1.4Hz 付近でピークをとる．

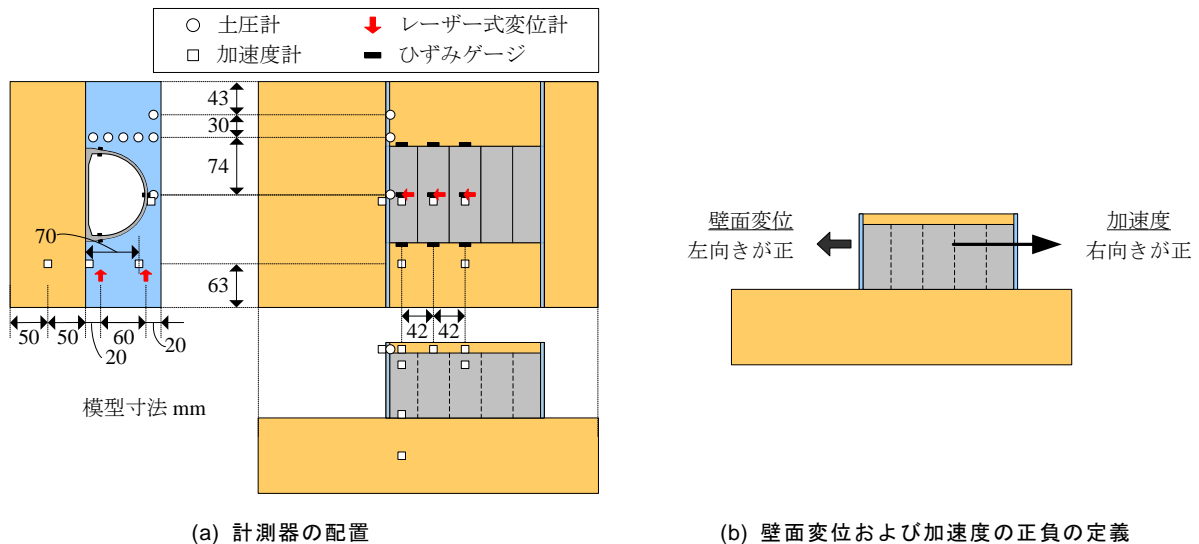


Fig. 4-8 計測器の配置と壁面変位および加速度の正負の定義

4.2.7 計測項目

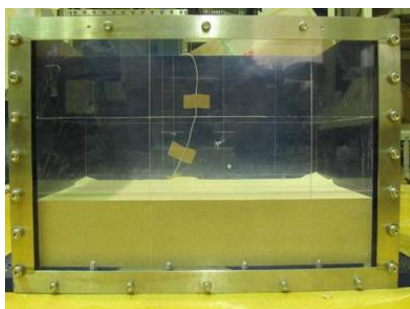
Fig. 4-8 に計測器配置の配置と加速度および壁面変位の正負の定義を示す．同図に示すように，加速度については右向きを正，壁面変位は左向き（はらみ出し方向）を正と定義している．本実験における計測項目は以下の通りである．

- ① カルバートおよび周辺地盤の応答加速度
- ② カルバート直上およびカルバートと盛土の境界付近における地表面変位
- ③ 壁面の水平変位
- ④ 壁面に働く土圧
- ⑤ カルバートに発生する縦断方向の軸力

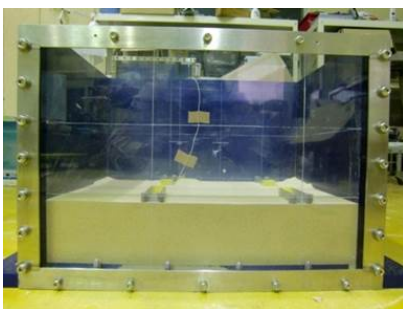
4.2.8 実験手順

本実験の実験手順は以下の通りである．

- ① 壁面にコードを沿わせるようにして加速度計を所定の位置に設置する．
- ② 気中落下法により，相対密度 85% になるように基礎地盤を作製する（Picture 4-5 (a)）．
- ③ 壁面パネルの根入れ用ガイドを設置する（Picture 4-5 (b)）．
- ④ 設置面を整え，カルバート模型および壁面パネルを設置する．このとき壁面パネルは根入れ用ガイドに挿入するように設置する（Picture 4-5 (c), (d)）．
- ⑤ 基礎地盤と同様の方法で盛土を作成する（Picture 4-5 (e)）．
- ⑥ 土槽を遠心力载荷装置にセットし，遠心加速度 50G を载荷する．
- ⑦ 遠心加速度が 50G に達した後，加速度を安定させるため 5 分間そのままにする．
- ⑧ 加速度が安定したのを確認後，振動载荷装置によって加振する．



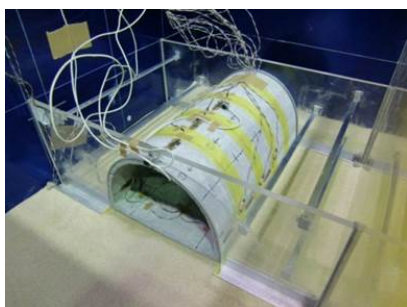
(a) 基礎地盤の作製



(b) パネル基礎（ガイド）の設置



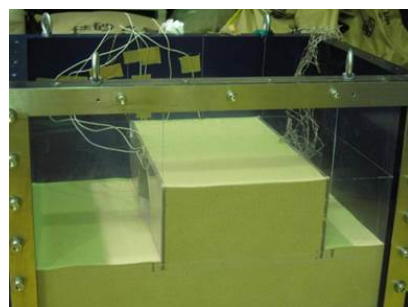
(c) パネル基礎の根入れ



(d) パネルとカルバートの設置



(e) 盛土の作製



(f) 完成（加振前）

Picture 4-5 模型地盤作製時の様子

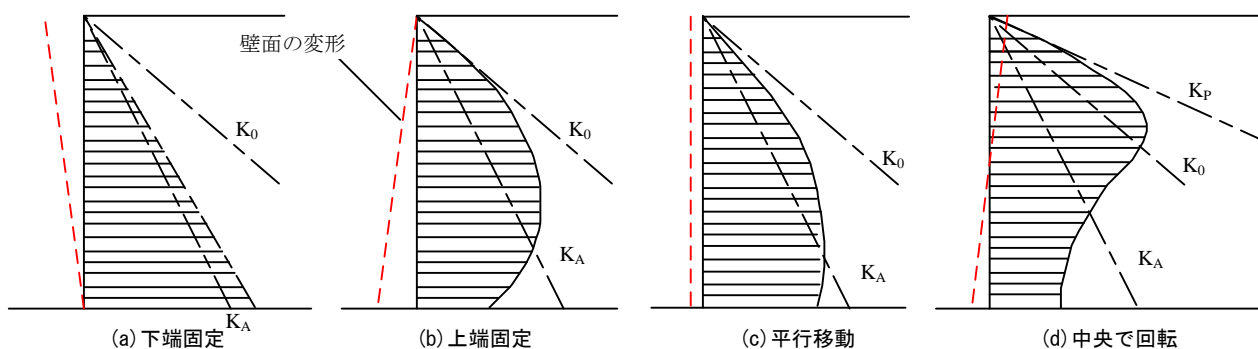


Fig. 4-9 壁面挙動と土圧分布形状の関係^{53), 54)}

4.3 カルバート縦断方向に関する遠心模型実験の実験結果

既往の静的な実験により壁面変位と壁面土圧には相関があることが知られている^{53), 54), 55), 56)}。ここではまず 4.3.1 において、低盛土条件下でカルバートを含まない盛土について行った実験結果から地震時についても、上記の知識を用いて盛土の挙動をある程度説明できることを示す。つぎに、4.3.2 および 4.3.3 において、低盛土条件下におけるカルバートを含むケースについて、カルバートが盛土の挙動に与える影響およびカルバートに働く縦断方向の軸力について実験結果を説明する。その後、4.3.4 において盛土高さがカルバートに与える影響について検討する。なお、以下の実験結果においては、プロトタイプ換算した値を用いる。

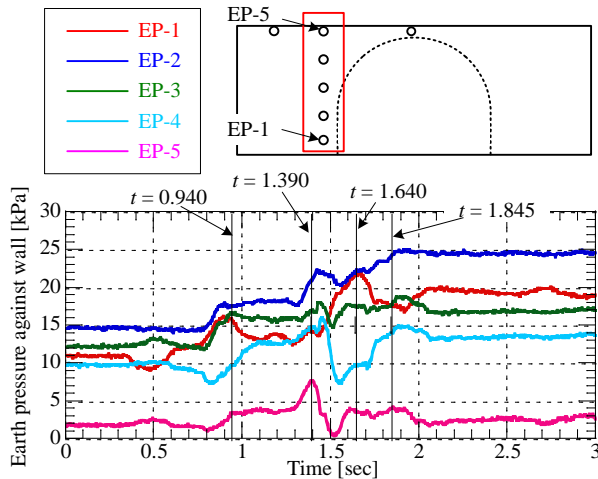


Fig. 4-10 壁面土圧の時刻歴 (Case-0)

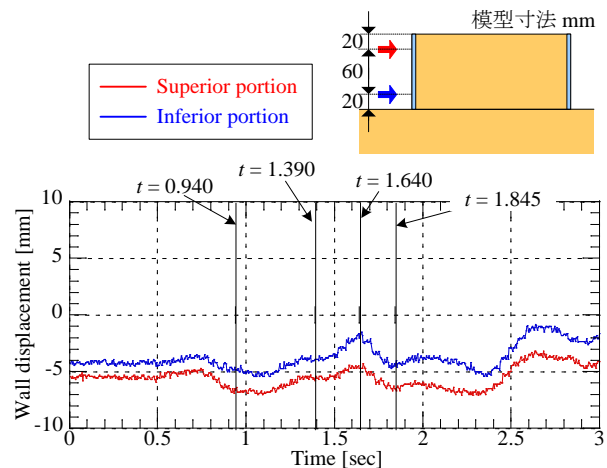


Fig. 4-11 壁面変位の時刻歴 (Case-0)

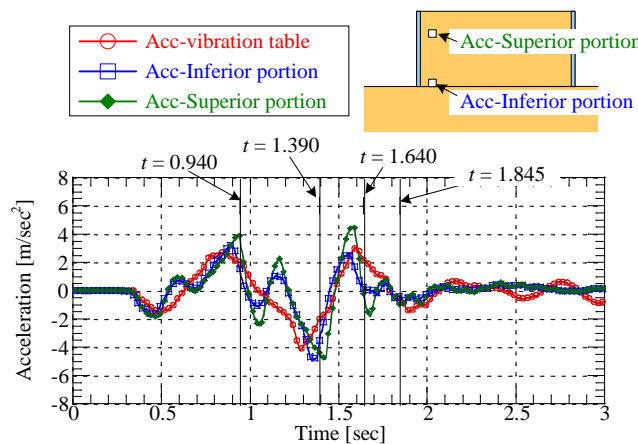


Fig. 4-12 振動台と周辺地盤の加速度履歴 (Case-0)

4.3.1 カルバートを含まない盛土の地震時挙動

山口⁵³⁾によれば、壁面の挙動によって背後の地盤に生じるひずみが不均一となり、塑性・非塑性域が混在して現れるため、実際の土圧分布は直線的でなく壁の挙動により異なることが指摘されている。また、豊澤ら⁵⁵⁾や市川ら⁵⁶⁾は土留め壁に関する静的な変形実験から壁面変位量の小さい位置やすべり線付近において土圧が大きくなることを報告している。Fig. 4-9 に代表的な壁面挙動に対する土圧分布形状^{53), 54)}を示す。(a)は壁面下端を回転中心として主働側に変形させた場合であり、このとき土圧分布は三角形分布となる。しかし、(b)～(d)では、壁面下端が主働側に移動により得られている上記の結果を参考に、カルバートを含まない盛土のみの場合の地震時挙動について整理を行う。

Fig. 4-10, 11 は、カルバートを含まない盛土のみの Case-0 における壁面土圧と壁面変位の時刻歴を示している。また Fig. 4-12 には、振動台および地盤内で計測した応答加速度の時刻歴を示す。Fig. 4-10 より、壁面土圧は加振後に全ての位置で上昇し、高さ方向に対して位相のずれがあるものの、 $t = 1.390$, 1.640 , 1.845 sec 付近で極値をとった後、 $t = 2.000$ sec 以降ほぼ一定となることが確認できる。一方、Fig. 4-11 に示す壁面変位は、 $t = 2.000$ sec 以降も変動し続けることがわかる。振動台および地盤内の加速度履歴と壁面土圧の時刻歴を比較すると、加速度が極値を取る時刻付近において壁面土圧も大きく変動していることがわかる。

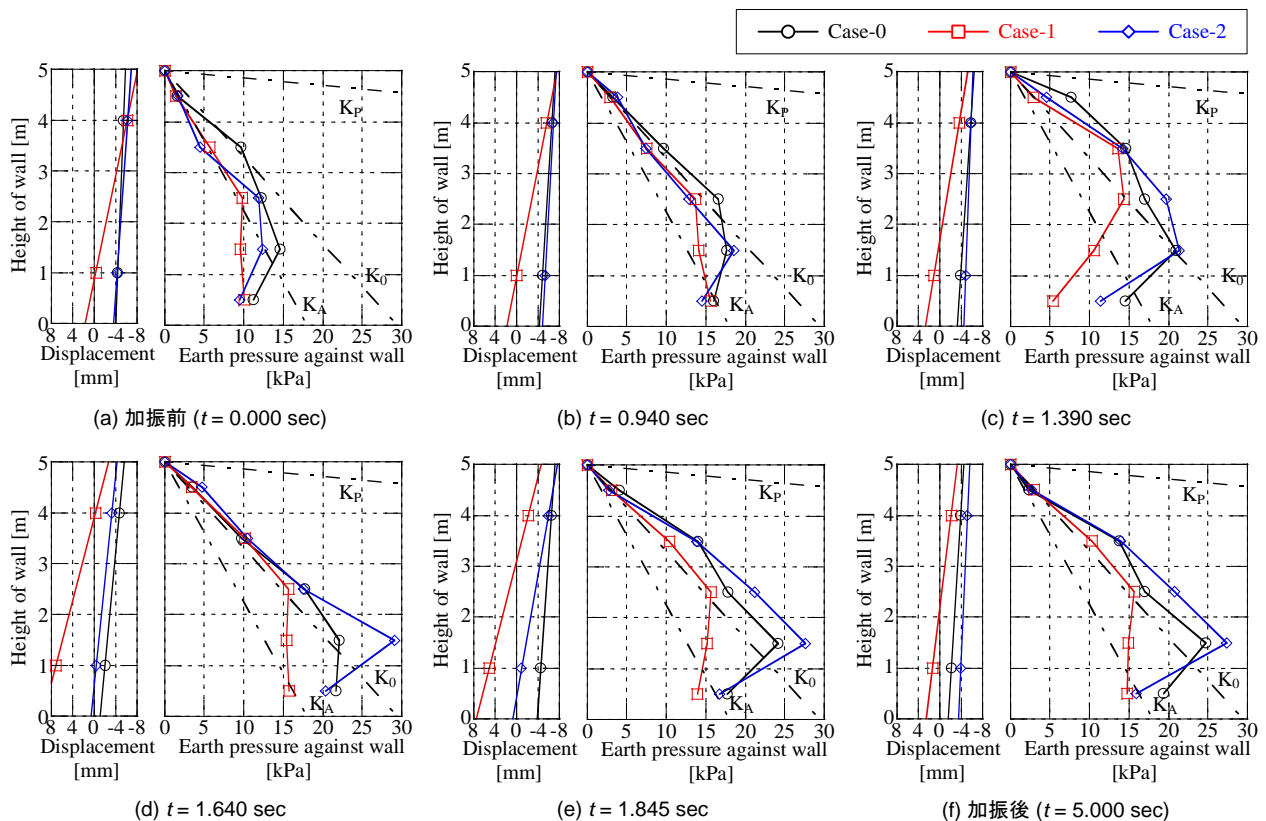


Fig. 4-13 各時刻における壁面変位と土圧分布 (Case-0, 1, 2)

そこで Fig. 4-13 には、壁面土圧と壁面変位、加速度履歴が極値をとる時刻を参考に、各時刻の壁面変位と壁面土圧の分布を示す。ここでは、Fig. 4-10～12 の結果から、(a)加振前 (0.000 sec)、(b) 壁面付近の地盤において正方向の最大加速度が発生、壁面土圧が極大値を示す付近の時刻 (0.940 sec)、(c) 壁面付近の地盤において負方向の最大加速度が発生する時刻 (1.390 sec)、(d)壁面変位が極大値を示す時刻 (1.640 sec)、(e)壁面変位が極小値を示す時刻 (1.845sec)、(f)加振後 (5.000 sec)、の 6 つの時刻について結果を整理する。加えて同図には、次節以降で整理する Case-1, 2 の結果と、豊浦砂の内部摩擦角を $\phi = 38.9^\circ$ として計算した Rankine の主働・受働土圧分布、Jaky の式 ($K_0 = 1 - \sin\phi$) により求めた静止土圧分布を併せて示している。

加振前の初期状態 ($t = 0.000$ sec) では、土圧分布は Fig. 4-9 の(b)または(c)のような形状を示している。これらは壁面下端が固定されていない場合の挙動である。壁面変位に着目すると、本実験では壁面下端は 0.5 m 根入れされているものの、加振前の時点で既に -4 mm ほど変位している。すなわち今回の条件 (乾燥豊浦砂、相対密度: 85 %, 根入れ深さ: 0.5 m) では壁面下端は遠心力 50 G 到達までにある程度自由に動くことができ、その分土圧も減少していることがわかる。

つぎに加振中の壁面パネルの変位と壁面土圧の関係についてみると、壁面パネルの変位が極小値を示す $t = 0.940$ sec や 1.845 sec、壁面付近の地盤に負方向の最大加速度が発生する時 ($t = 1.390$ sec) には、壁面上部は盛土を押しこむように挙動することで地盤は受働応力状態となり、土圧が増加していることが確認できる。一方、正方向に最大加速度が発生し、壁面変位も極大値を示す $t = 1.640$ sec では、壁面上部は盛土から離れるように挙動し、地盤は主働応力状態となるため土圧は減少している。このとき壁面下端は、根入れされている影響で壁面上部よりも変位が小さく、その分土圧が増加している。また加振後の残留土圧に着目すると、最下部の土圧を除いてほぼ静止土圧に近い値となる。

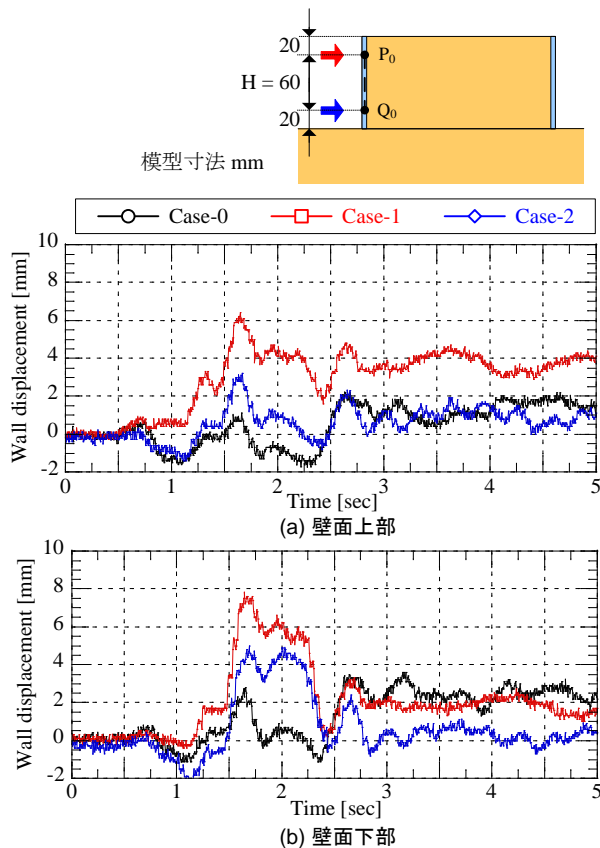


Fig. 4-14 壁面変位増分の時刻歴

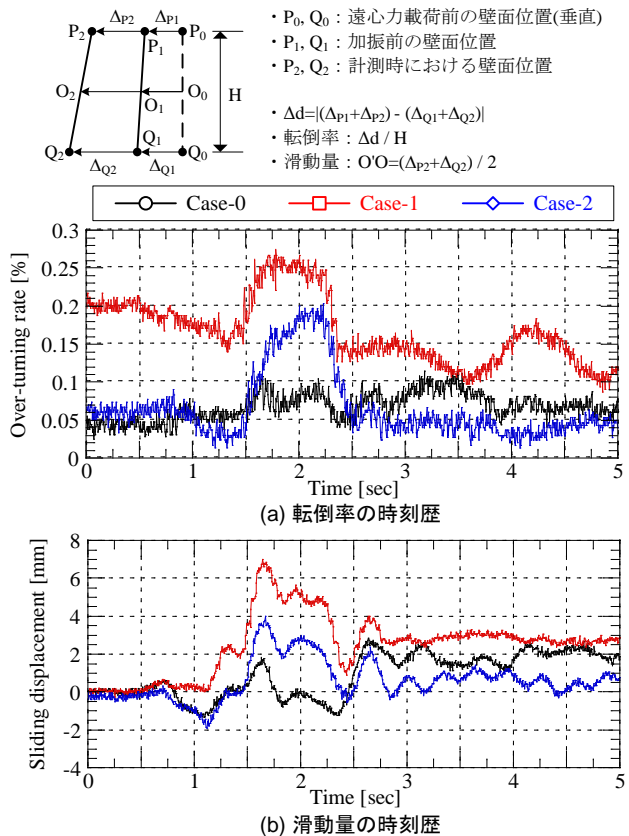


Fig. 4-15 壁面の転倒率と滑動量の時刻歴

以上より、本実験のように動的荷重により壁面が変形する場合も、壁面変位と壁面土圧の関係は、地震による慣性力の影響によって土圧の変化量が大きくなるという点を除いて壁面が静的に変形する場合と同様の考え方が適用可能であることがわかる。すなわち、本実験の範囲内における地震動による壁面土圧への影響は以下のようにまとめられる。

- ① 壁面が主働側に変位した場合土圧は減少し、受働側に変位した場合土圧は増加する。
- ② 壁面変位量の小さい位置において土圧が大きくなる。
- ③ 50G 到達時まで壁面下端はある程度自由に動くため土圧は三角形分布とはならない。
- ④ 加振時の壁面下部の挙動は根入れにより制限されるため、土圧分布に影響を与える。

以下では、これらの結果を参考に、カルバート盛土の地震時挙動について考察を行う。

4.3.2 カルバート同士の連結様式

地震時におけるカルバート盛土の壁面挙動や壁面に作用する土圧は、カルバートの有無や縦断方向のカルバート同士の結合様式によって変化することが考えられる。以下では、カルバートを含まない盛土のみの Case-0、カルバート同士が縦断方向に連結された Case-1 (Picture 4-1(a))、カルバート同士が縦断方向に分離している Case-2 (Picture 4-1 (b)) のそれぞれのケースでの動的遠心模型実験から得られた壁面挙動および壁面土圧を示し、地震時の盛土壁面の挙動に関する考察を行う。ただし、本節で対象とするケースは、いずれも壁面とカルバートについては連結していない (Fig. 4-6)。

はじめに、前節の Fig. 4-13 を用いて、Case-0~2 の各時刻における壁面変位と壁面土圧の分布の関係について整理を行う。カルバート同士を連結している Case-1 に着目すると、初期状態で他のケース

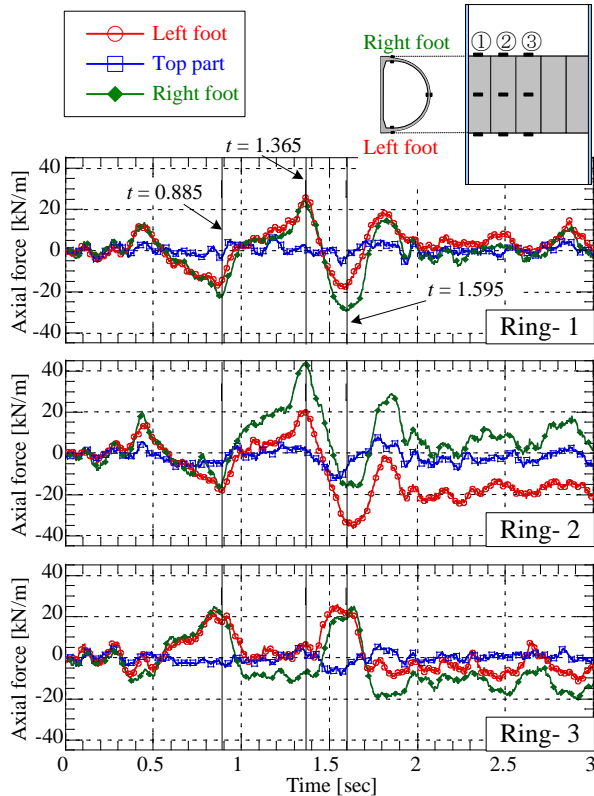


Fig. 4-16 軸力増分の時刻歴 (Case-1)

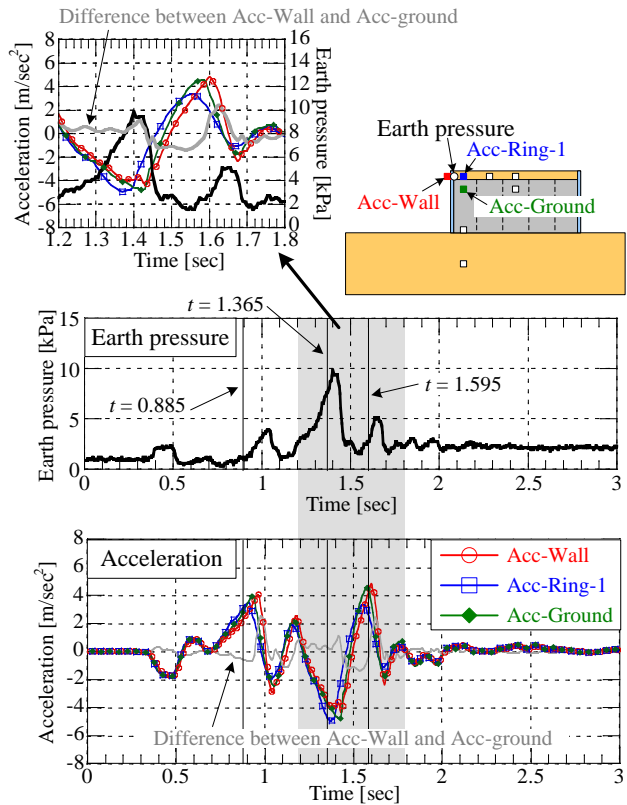


Fig. 4-17 壁面土圧と坑口付近の加速度 (Case-1)

に比べて壁面下部の変位が大きくなっている。さらに加振中は、Case-1の壁面変位が、Case-0や2のそれよりも大きくなっており、その差異は初期状態よりも大きくなっている。これらは、Case-1ではカルバートを縦断方向に一体化したことにより、カルバートに覆工全体として大きな慣性力が作用し、壁面の変位に大きな影響を与えたためと考えられる。特に本実験の場合では、カルバートを含む影響は壁面パネルの下端において顕著であった。一方、壁面土圧は、Case-0と同様にFig. 4-9の(b)または(c)のような形状を示しているが、壁面の変動量が大きくなったことで、逆に他のケースに比べて小さくなることを確認された。

つぎに、カルバートを縦断方向に分離したCase-2では、壁面変位、壁面土圧ともにカルバートを含まないCase-0と同様の傾向を示した。これは、カルバートが縦断方向に分離されている場合には、カルバート覆工がそれぞれ独立して挙動するため、全体として壁面に与える影響は小さくなるためと考えられる。また、Fig. 4-14に示すように初期状態からの壁面変動の増加量に着目すると、

Case-0 (カルバートなし) < Case-2 (カルバート分離) < Case-1 (カルバート連結)

の順に変動が大きくなっていることがわかる。また同図より、Case-2は、壁面上部ではカルバートを含まないCase-0とほぼ同様の挙動を示すのに対し、壁面下部ではカルバート同士を連結させたCase-1の挙動に近づき、カルバートを含む影響がみられる。またFig. 4-15に、各ケースにおける転倒率と滑動量の時刻歴を示す。ただし転倒率とは壁面上部と下部の変位量の差 Δd を計測点間の距離で除した値(壁面パネルの傾き)、活動量は壁面パネル中心の加振前からの移動量と定義した。これよりカルバート同士を連結したCase-1で転倒率、滑動量ともに最も大きくなり、カルバートを含まないCase-0では壁面の変動が小さいことがわかる。

以上より、カルバートを含む場合、壁面全体の変動が大きくなりその影響はカルバート同士を連結

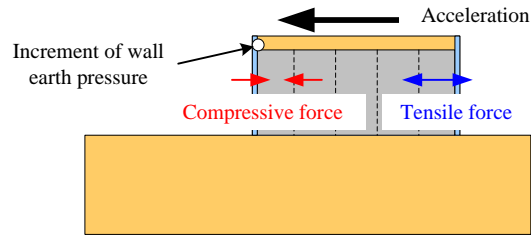


Fig. 4-18 $t = 1.365$ sec における全体のモード

した方が顕著であると言える。また、アーチカルバート盛土の場合、カルバートを含む影響は、壁面の上部より下部の方に現れやすいと考えられる。

つぎに、カルバートに発生する軸力について整理を行う。ここではまず、カルバート同士を連結した Case-1 について、結果を整理する。Fig. 4-16 には、Case-1 における軸力増分の時刻歴を示す。同図には、壁面パネルから数えて前方 3 体のカルバート模型に発生する頂部および両脚部の結果を示す。また、軸力増分がピークを迎える代表的な時間 ($t = 0.885, 1.365, 1.595$ sec) も併せて示している。なお、軸力はカルバート覆工に圧縮が生じる場合を正と定義し、単位幅 (1 m) あたりに発生する軸力を用いている。

図より、カルバート同士を連結した Case-1 では、それぞれのカルバートリングで、加振中に縦断方向に圧縮および引張りが交互に発生していることがわかる。また、ある同時刻において、圧縮力が発生しているカルバートリングと引張力が発生しているカルバートリングが同時に存在するが確認できる。これがカルバート間の目地の開きを起こす力であると考えられる。それぞれのカルバートに発生する軸力を比較すると、Ring-1 よりも Ring-2 において大きな軸力が発生している。これは、左右のカルバートから軸力が伝達するためであると考えられる。それぞれの時刻における全体のモードを確認するため、Fig. 4-17 には、カルバート頂部付近の壁面土圧と、壁面頂部、カルバート模型および盛土内に設置した加速度計の時刻歴をそれぞれ示す。ここで、加速度は右向きを正としている。Fig. 4-17 の加速度時刻歴に着目すると、カルバート同士を連結したケースでは、カルバート、地盤、壁面の順に加速度の極値をとることがわかる。また、カルバートリングに発生する軸力が大きくなる時刻は、加速度のピーク付近である。さらに、加速度と土圧の関係をみると、負の加速度（左向きの加速度）が発生する付近で土圧が上昇していることが確認できる。加えて、壁面と地盤の加速度時刻歴の差（以後、相対加速度）をとると、相対加速度が正の時に壁面土圧は増加、相対加速度が負の時に壁面土圧は減少しており、非常によい相関関係があることがわかる。つぎに、Fig. 4-16 と Fig. 4-17 の $t = 1.365$ sec に着目すると、前方の Ring-1, Ring-2 で圧縮力が発生しており、この付近で土圧計の値が上昇している。また、カルバートの加速度は負の値を示す。これより、同時刻における全体のモードは Fig. 4-18 のようになると考えられる。つまり、同時刻においてはカルバートに左向きの加速度が発生し、前方のカルバート (Ring-1, Ring-2) では圧縮が発生、後方のカルバート (Ring-4, Ring-5) では引張りが発生する。

以上の Case-1 の結果を踏まえて、Fig. 4-19, 20 には、Case-2 における軸力増分の時刻歴、壁面土圧と加速度の時刻歴をそれぞれ示す。Fig. 4-19 より、カルバート同士を分離した Case-2 では、軸力が変化する時刻は Case-1 とほぼ同じであるが、引張り力がほとんど発生しないことがわかる。また、発生する圧縮力についても Case-1 より小さいことが確認できる。これは、Case-2 ではそれぞれのカルバートがバラバラに挙動することで、軸力が分散したためであると考えられる。さらに、Fig. 4-20 の加

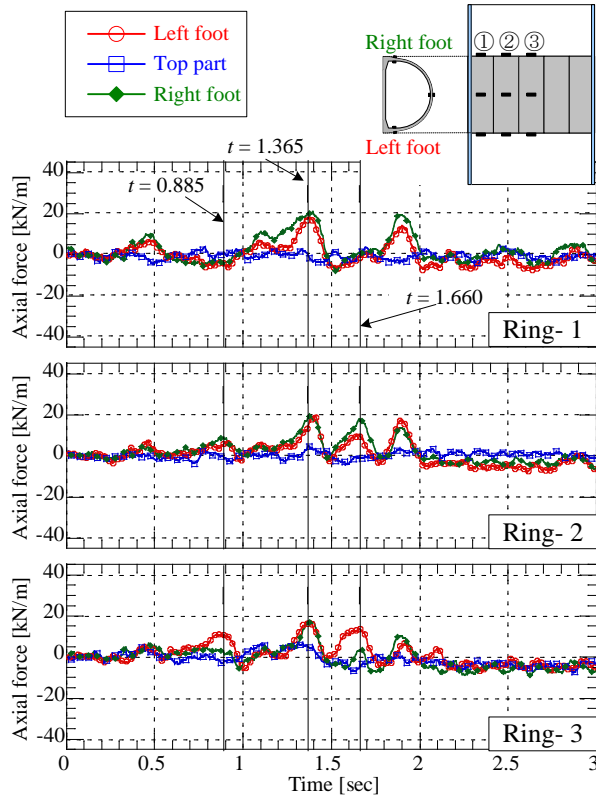


Fig. 4-19 軸力増分の時刻歴 (Case-2)

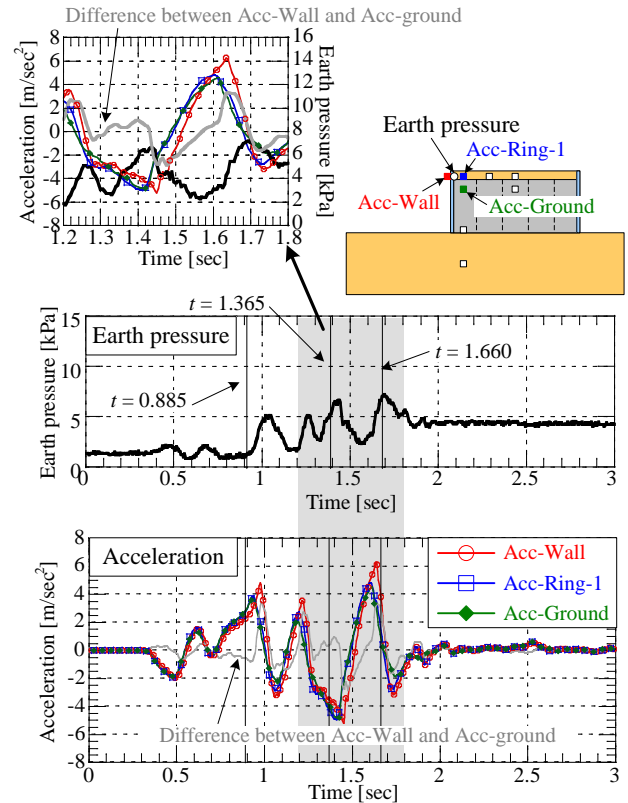


Fig. 4-20 壁面土圧と坑口付近の加速度 (Case-2)

速度時刻歴をみても、それぞれのカルバートが独立して挙動することで、カルバートや壁面には Case-1 より大きな加速度が発生していることが確認できる。

加速度がピークをとる時刻に着目すると、カルバートと盛土がほぼ同位相で挙動し、やや遅れて壁面が挙動していることがわかる。これは、カルバート同士が分離されていることで、それぞれのカルバートリングが周辺地盤と同じ挙動をしたためであり、このことから Case-2 では盛土内にカルバートを含む影響は小さいと考えられる。土圧に関しては、Case-1 と比較して Case-2 の方がやや小さくなる傾向を示すが、Case-1 と同様、壁面と盛土の相対加速度と土圧の増減には良い相関がある。実際のカルバート盛土では、目地の開きによりカルバート内部に盛土地盤がこぼれ落ちる被災事例が報告されているが⁹⁾、今回は Case-2 においてもカルバート内部への砂のこぼれ落ちは確認されなかった。これは、初期状態から砂がこぼれ落ちるのを防止することを目的に、各カルバート間の目地をクラフトテープで被覆していたためである。

また、Case-1, 2 とともに頂部の軸力は脚部に対して小さい値を示し、変動量もほぼ一定となった。これは、本ケースでは土被りが 0.7 m と小さく、覆工に働く土圧も小さかったためと考えられる。

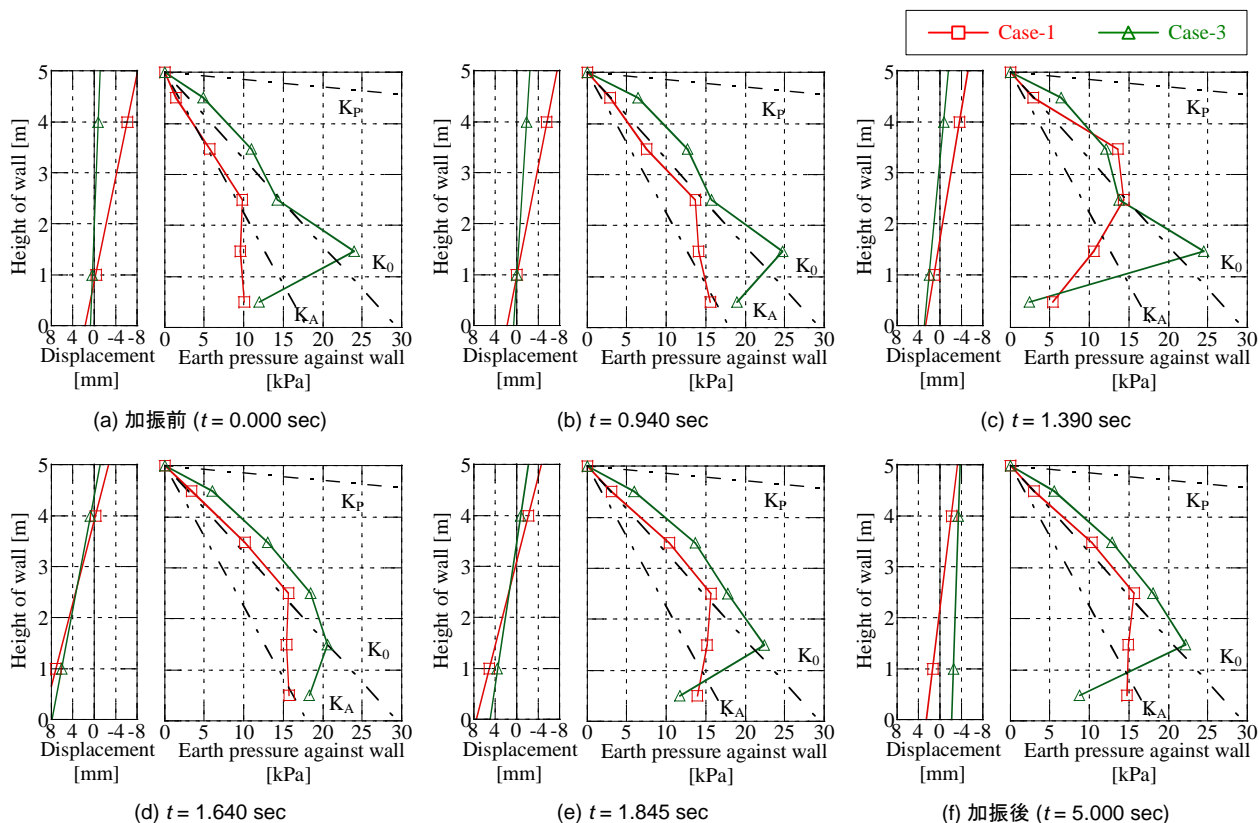


Fig. 4-21 各時刻における壁面変位と土圧分布 (Case-1, 3)

4.3.3 坑口部分のカルバートと壁面の接続構造

カルバート盛土の坑口付近の地震時挙動は未解明な点が多いものの、経験的にボックスカルバートでは小規模なウイングは一体構造とされることが多い¹⁾。一方、ヒンジ式アーチカルバートでは、一般に壁面土圧による押出力やねじれがカルバート覆工に作用しないように分離した構造とすることが多い⁵⁾。本節では、Case-1 および Case-3 の結果を用いて坑口部分のカルバートと壁面の接続構造が地震時挙動に与える影響について考察する。ここで、Case-1 では壁面とカルバートは分離された構造、Case-3 では壁面とカルバートは連結された構造となっている (Fig. 4-6)。ただし、両ケースともカルバート同士については連結し一体となっている。

Fig. 4-21 に、壁面とカルバートを分離した Case-1 と壁面とカルバートを連結した Case-3 について、加振中の各時刻における壁面変位と土圧の分布を示す。図中の時刻は Fig. 4-13 と同時刻である。まず加振前の初期状態に着目すると、Case-3 において壁面変位がほとんど発生していない。これは、壁面をカルバートと連結したことにより壁面変位が抑制されたためである。さらに、壁面変位が抑制されたために、壁面土圧は大きくなっている。一方、加振中には Case-3 の壁面変位は次第に Case-1 と同様の傾向を示すようになり、壁面土圧についても Case-1 に対してやや大きい程度となる。また全時刻を通して、Case-1 と Case-3 の壁面挙動が近いときは両者の土圧分布も同様な傾向を示し、壁面が異なる挙動を示すときは土圧分布も異なる傾向を示すことがわかる。

つぎに、Fig. 4-22 には Case-3 における軸力増分の時刻歴、Fig. 4-23 にはカルバート頂部付近の壁面土圧と加速度の時刻歴をそれぞれ示す。Fig. 4-22 より、Case-3 では他のケースと比較して Ring-1 の軸力増分が両脚部・頂部共に小さくなっていることが確認できる。また、Ring-2, 3 では、両脚部の増分量は Case-1 より小さいが、頂部において大きな軸力が発生している。頂部において大きな軸力

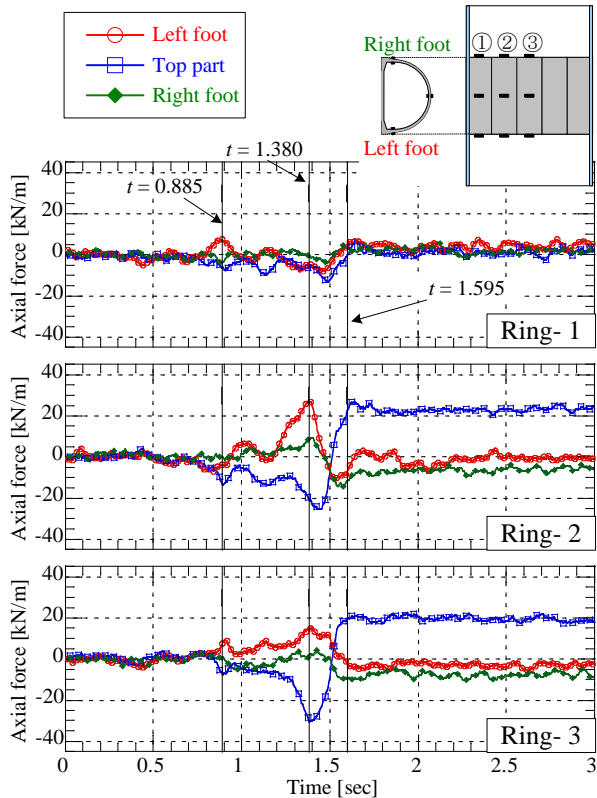


Fig. 4-22 軸力増分の時刻歴 (Case-3)

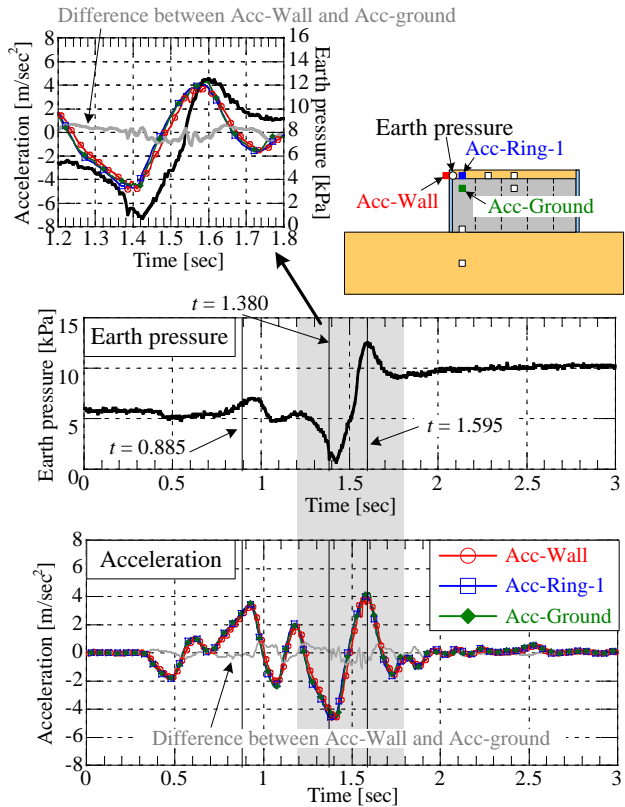


Fig. 4-23 壁面土圧と坑口付近の加速度 (Case-3)

が発生したのは、引張りが $t = 1.365$ sec 付近、圧縮が $t = 1.595$ sec である。同時刻においては、脚部では頂部とは逆の軸力が発生しており、脚部と頂部で軸力の発生モードが異なることが確認できる。またカルバート頂部付近の壁面に設置した土圧計の計測結果と比較すると、壁面土圧は $t = 1.365$ sec 付近で減少し、 $t = 1.595$ sec 付近で大きく増加した後、大きな値を保っていることがわかる。これらの時刻は、カルバートの頂部に引張りおよび圧縮が発生した時刻と同じである。つまり、壁面とカルバートを連結した Case-3 では、カルバートは壁面から押出力と引張力を受けたことで、覆工に局所的な軸力が発生していることがわかる。また、加速度の時刻歴については、Case-1 や Case-2 では、カルバートと壁面で極値をとる時刻でおよそ 0.05 秒~0.1 秒程度位相がずれていたが、Case-3 では壁面とカルバートが同位相で挙動している。これより、壁面とカルバートを連結させた場合には、壁面とカルバートが一体となって挙動することが確認できる。以上より、壁面とカルバートが一体化されている場合には、壁面による影響が局所的に発生する可能性があると考えられ、断面の薄いたわみ性のプレキャストアーチカルバートを用いる際には注意を払う必要がある。

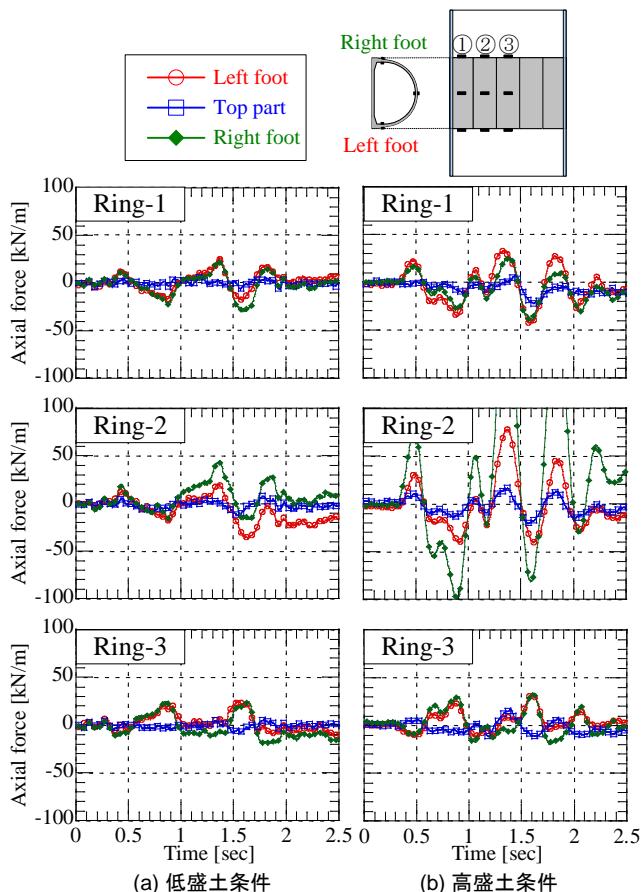


Fig. 4-24 軸力増分の時刻歴の比較 (Case-1)

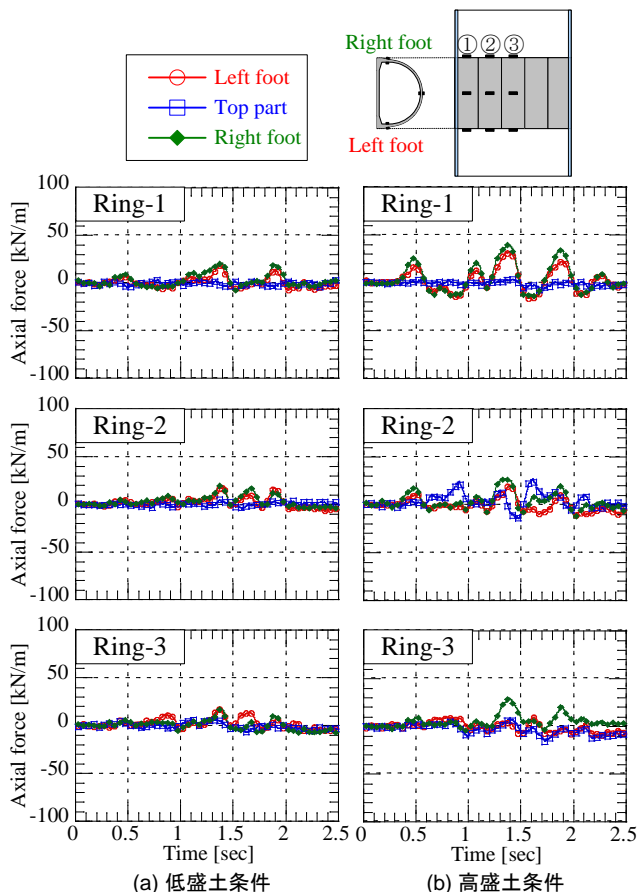


Fig. 4-25 軸力増分の時刻歴の比較 (Case-2)

4.3.4 盛土高さによる比較

盛土高さがカルバートへ与える影響について調べるため、Case-1, Case-2 について高盛土条件の実験ケースと比較する。

Fig. 4-24 に Case-1 における低盛土条件 (盛土高 5.0 m) と高盛土条件 (盛土高 10.0 m) の軸力増分の時刻歴を示す。図には $t = 0.0 \sim 2.5$ sec を抜粋して示している。Ring-1, Ring-3 に関しては、盛土が高くなっても発生する軸力に大きな変化は見られないが、Ring-2 での軸力変化は高盛土条件において顕著になっていることが分かる。圧縮力の増分が最大となる $t = 1.365$ sec に注目すると、低盛土条件では Ring-2 に働く軸力は、左脚部、頂部、右脚部を平均すると Ring-1 の約 1.3 倍となる。一方、高盛土条件では Ring-2 に働く平均の軸力は Ring-1 の約 4.9 倍となり、リング間での応力の差が顕著になっている。盛土高さが大きくなると、全体的に大きな応力が働く状態となり、両側のカルバートから影響を受ける Ring-2 で大きな軸力が発生したと考えられる。これより、盛土高が大きくなると、リングによって働く応力が大きく異なる可能性があり、設計の際には注意が必要であると考えられる。

つぎに、Fig. 4-25 に Case-2 における低盛土条件 (盛土高 5.0 m) と高盛土条件 (盛土高 10.0 m) の軸力増分の時刻歴を示す。高盛土条件では低盛土条件よりも大きな軸力変化が見られ、さらに低盛土条件ではほとんど見られなかった引張力が発生している。高い応力条件下では、カルバート同士を分離していても引張力が働く可能性があると言える。

また、高盛土のケースでは低盛土では見られなかった頂部での軸力変化も確認でき、頂部の軸力にも注意する必要がある。

4.4 カルバート縦断方向に関する遠心模型実験のまとめ

本研究では、カルバート間の連結様式および坑口部分のカルバートと壁面の接続構造が、カルバート縦断方向の地震時挙動に与える影響を明らかにするために遠心力 50 G 場において振動実験を実施した。本実験対象は、5.0m の砂質地盤に高さ 5.0m の盛土条件で壁面工を持つ直盛土内にアーチカルバートを含む構造とした。本実験で得られた知見は以下の通りである。

【壁面工を有する盛土の地震時における壁面変位と壁面土圧に関して】

- ① 動的荷重により壁面が変形する場合も、壁面変位と壁面土圧の関係は、地震による慣性力の影響によって土圧の変化量が大きくなるという点を除いて壁面が静的に変形する場合と同様の考え方が適用可能である。

【カルバート同士の連結様式に関して】

- ② カルバートが縦断方向に連結されている場合、カルバートに覆工全体として大きな慣性力が働き、壁面の変動が大きくなる。一方、カルバートが縦断方向に分離されている場合、カルバート覆工がそれぞれ独立して挙動するため、全体として壁面に与える影響は小さい。
- ③ カルバートに発生する縦断方向の軸力では、カルバート同士が連結されている場合は圧縮および引張りが交互に生じるのに対し、分離されている場合では引張力はほとんど発生せず、発生する軸力自体も小さい。

【坑口部分のカルバートと壁面の接続構造に関して】

- ④ 壁面とカルバートが連結されている場合、壁面の動きが拘束され壁面変位が小さくなり、その分壁面土圧が大きくなる。
- ⑤ 壁面とカルバートが連結されている場合には、壁面による影響で局所的に大きな軸力が発生する可能性があり、断面の薄いたわみ性のプレキャストアーチカルバートを用いる際には注意を払う必要がある。

【盛土高さに関して】

- ⑥ カルバート同士が連結されている場合、盛土が高くなるとカルバートリングによって発生する軸力が大きく異なる。一方、分離されている場合は全体的に軸力が大きくなり引張力も発生するものの、リング間の差はあまり見られない。また、カルバートの連結、分離に関わらず、盛土が高くなるとカルバート頂部でも軸力の変化が見られる。

第5章 カルバート横断方向の耐震性に関する検討

5.1 概説

近年，従来型カルバートの適用範囲を超える大規模なボックスカルバートや本体断面にヒンジ機能を有するプレキャスト製のアーチカルバートなどの施工機会が増加している．そこで本章では，それら従来型カルバートの適用範囲を越えるカルバートを施工する際の工法の選択および耐震性能の評価に資するデータの収集を目的に，カルバート横断方向の地震時挙動に関する検討を実施した．以下では，はじめにカルバートの構造形式と盛土高がカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために行った動的遠心模型実験について示す．その後，遠心模型実験に対する数値解析結果を示し，カルバート横断方向の地震時挙動に関して更なる考察を加える．なお，以下に示す値は，特に表記がない限りプロトタイプ換算した値を用いることとする．

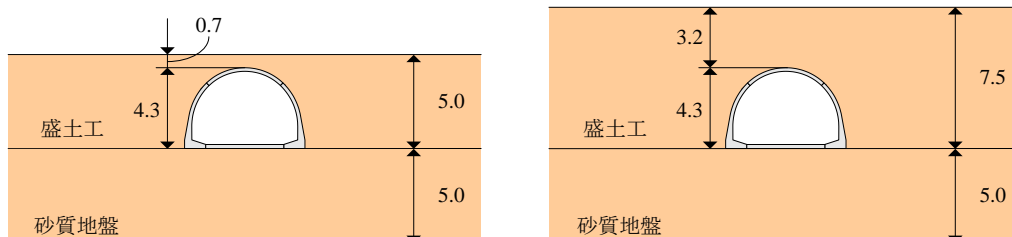
5.2 カルバート横断方向に関する遠心模型実験の実験条件

5.2.1 実験対象

本研究では，カルバートの構造形式と盛土高がカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために遠心力 50 G 場において動的遠心模型実験を実施した．実験では，第 3 章で示した (a) ボックスモデル，(b) 剛結アーチモデル，(c) 2 ヒンジアーチモデルの 3 種類のカルバート模型を用いた．(Picture 3-2)．実験対象は，5.0m の砂質地盤に 5.0m (低盛土条件) および 7.5m (高盛土条件) の 2 種類の盛土条件でカルバート盛土構造物が施工された場合とした (Fig. 5-1)．本実験は，Picture 3-1 (b) の剛性土槽 (長さ 450 mm×高さ 300 mm×奥行き 150 mm) を用い，平面ひずみ条件を仮定して実験を行った．

5.2.2 カルバート模型と模型地盤

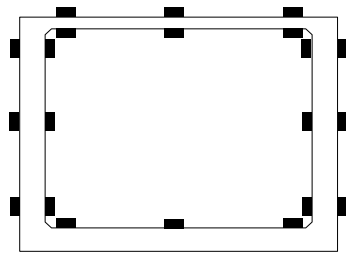
本実験では平面ひずみ条件下で実験を行っているため，奥行き方向の土槽壁面との摩擦を軽減する



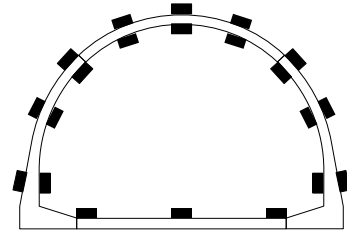
(a) 低盛土条件 (盛土高 : 5.0 m, 土被り : 0.7 m)

(b) 高盛土条件 (盛土高 : 7.5 m, 土被り : 3.2 m)

Fig. 5-1 実験対象

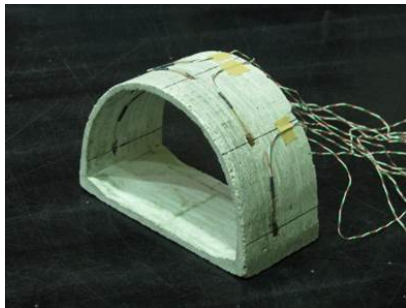


(a) ボックスモデル

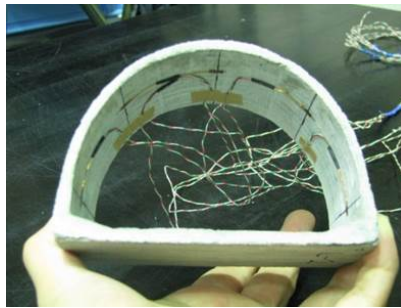


(b) 剛結アーチモデル, 2 ヒンジアーチモデル

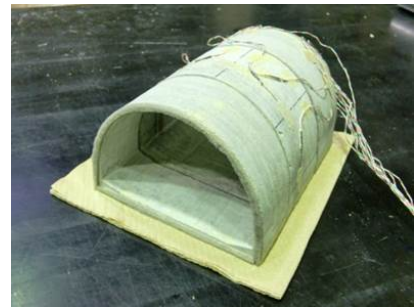
Fig. 5-2 ひずみゲージの貼付位置



(a) ひずみゲージの貼付状況 (外側)



(b) ひずみゲージの貼付状況 (内側)



(c) 実験使用時 (奥行き方向に3分割)

Picture 5-1 ひずみゲージの貼付状況と実験時の模型 (剛結アーチモデル)

Case-0-L 低盛土 / 盛土のみ	Case-1-L 低盛土 / ボックス	Case-2-L 低盛土 / 剛結アーチ	Case-3-L 低盛土 / 2ヒンジアーチ
Case-0-H 高盛土 / 盛土のみ	Case-1-H 高盛土 / ボックス	Case-2-H 高盛土 / 剛結アーチ	Case-3-H 高盛土 / 2ヒンジアーチ

模型寸法 mm () 内はプロトタイプ寸法 m

Fig. 5-3 実験ケース

ことが重要である．そこで，模型は奥行き方向に3分割し⁵⁷⁾，模型と壁面，模型と模型の間にはスポンジテープを薄く配することで摩擦の軽減を図った．本研究では，カルバート模型のひずみを計測し，カルバートに作用する横断方向の軸力と曲げモーメントを算出している．ひずみゲージを貼付するに当たっては，壁面の摩擦を考慮して，3分割したうちの中央の模型に貼付した．Fig. 5-2 にそれぞれのモデルにおけるひずみゲージ貼付位置，Picture 5-1 にひずみゲージの貼付状況と実験時の模型をそれぞれ示す．

また，模型地盤の作製は，第3章で既に説明したのと同様，乾燥豊浦砂を用いて，気中落下法により相対密度が85%の密詰めとなるようにし，加振方向に対して垂直な土槽壁面に緩衝材として厚さ3

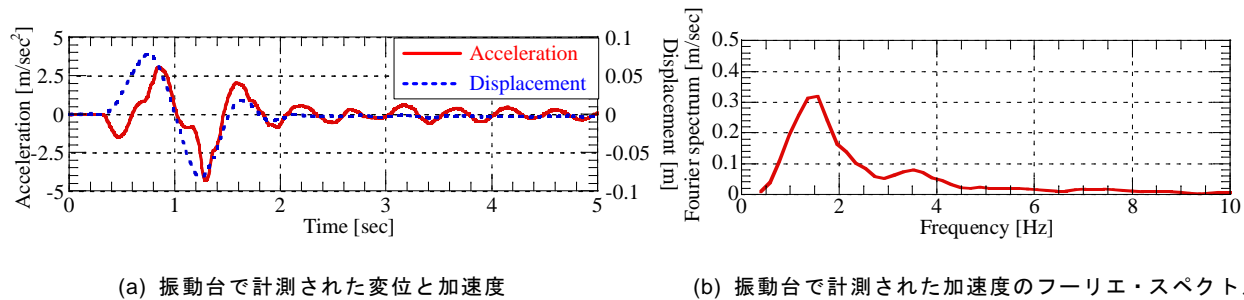


Fig. 5-4 入力波形

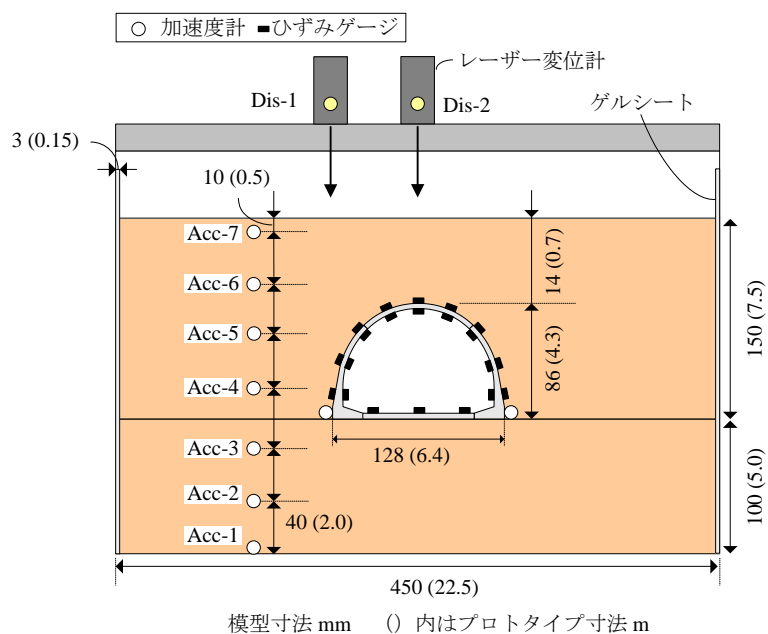


Fig. 5-5 実験模型および計測器配置 (Case-3-H)

mm のゲルシートを貼付し、土槽境界の影響を緩和している³¹⁾

5.2.3 実験ケース

本研究では、カルバートの構造形式と盛土条件がカルバート構造物および周辺地盤の地震時挙動に与える影響を明らかにすることを目的としている。そこで、カルバートの構造形式と盛土高をパラメータとした 8 ケースについて実験を行った。実験ケースを Fig. 5-3 に示す。カルバートの構造形式は、上述の 3 種類とし、盛土条件についてはプロトタイプ換算で、(1) 5.0 m (低盛土条件)、(2) 7.5 m (高盛土条件) の 2 種類とした。また、比較のためにカルバートを含まない盛土のみの場合についても実験を行った。

5.2.4 入力波

入力波は、第 3 章と同様、周波数 1 Hz、振幅 1.5mm のパルス波を目標に、遠心力載荷装置に取り付けられた振動載荷装置に変位制御で入力した。Fig. 5-4 に入力波形を示す。

5.2.5 計測項目

Fig. 5-5 に実験模型の概略および計測器配置を示す．本実験における計測項目は以下の通りである．

- ① カルバート脚部および周辺地盤の応答加速度
- ② カルバート直上およびカルバート端部における地表面変位
- ③ カルバート模型に発生するひずみ

5.2.6 実験手順

本実験の実験手順は以下の通りである．

- ① 加速度計を吊り上げ，所定の位置に配置する．
- ② 気中落下法により，相対密度 85%になるように基礎地盤を作製する．
- ③ 設置面を整え，カルバート模型を設置する．
- ④ 基礎地盤と同様の方法で盛土を作製する．
- ⑤ 土槽を遠心力載荷装置にセットし，遠心加速度 50G を載荷する．
- ⑥ 遠心加速度が 50G に達した後，加速度を安定させるため 5 分間そのままにする．
- ⑦ 加速度が安定したのを確認後，振動載荷装置によって加振する．

5.3 カルバート横断方向に関する遠心模型実験の実験結果

5.3.1 カルバート脚部と周辺地盤の応答加速度

Fig. 5-6 に，カルバートの脚部に設置した加速度計により計測した加速度応答の時刻歴を示す．図より高盛土条件に比べて低盛土条件の方が，応答加速度が全体的に大きくなっていることが確認できる．また 2 秒付近以降では，盛土条件により位相にも違いが現れている．これは，今回の実験では盛土条件によらず土槽底部からカルバート底部までの距離が等しくなるようにして実験を実施しているため，加速度計周辺の地盤要素を比較したとき，低盛土条件の方が盛土天端からの距離が小さく，高盛土条件に比べて拘束圧が小さくなることが原因であると考えられる．これにより盛土条件によって応答加速度に違いが表れている．応答加速度の時刻歴のうち，0.9 秒付近の左脚部の最大応答加速度に着目すると，

低盛土条件で，ボックス (4.84 m/sec^2) > 剛結アーチ (4.56 m/sec^2) > 2 ヒンジアーチ (4.30 m/sec^2)

高盛土条件で，ボックス (4.31 m/sec^2) > 剛結アーチ (4.16 m/sec^2) > 2 ヒンジアーチ (4.03 m/sec^2)

の順となり，構造体としての剛性が大きい順に脚部の応答加速度が大きくなる結果となった．ボックスカルバートで特に大きな応答加速度が発生した理由としては，アーチカルバートは地盤への追従性が高く，周辺地盤と一体となって地震力に抵抗するのに対して，ボックスカルバートは覆工の剛性で地震波に抵抗するためと考えられる．

Fig. 5-7 には，地盤深さ方向に対する最大応答加速度の分布を示す．ここで，加速度計はカルバートの脚部から 2.15 m 離れた位置におに設置している．Fig. 5-7 より，カルバート脚部と同じく，周辺地盤でも高盛土条件に比べて低盛土条件の方が，加速度応答が全体的に大きくなっていることがわかる．また盛土条件によらず，基礎地盤と盛土の境界付近から加速度の増加がみられるが，高盛土条件では地表面付近において加速度の増幅はみられない．また，2 ヒンジアーチカルバートを含むケースではカルバートなしのケースとほぼ同様の挙動を示す．これは，剛性カルバートと比較して，2 ヒ

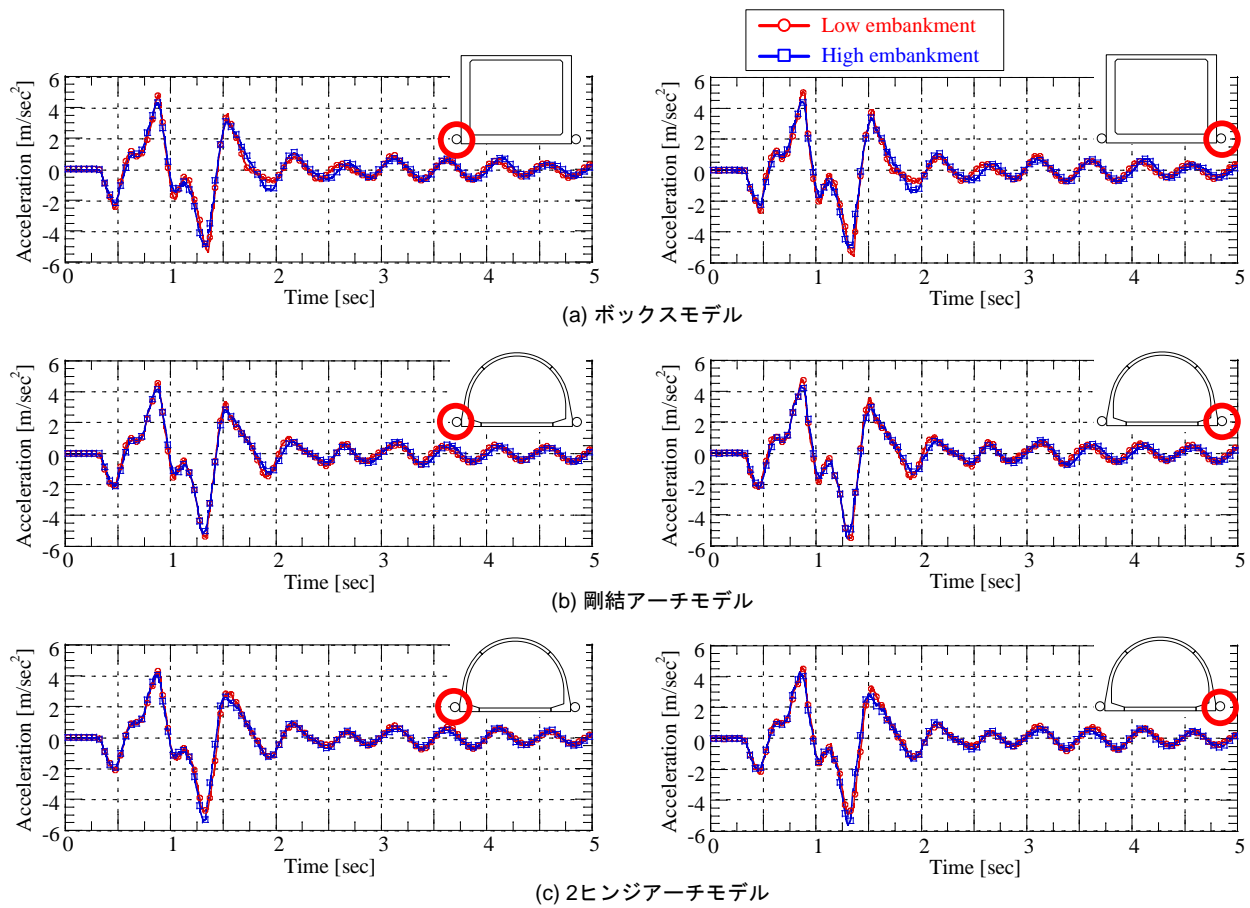


Fig. 5-6 カルバート脚部の応答加速度

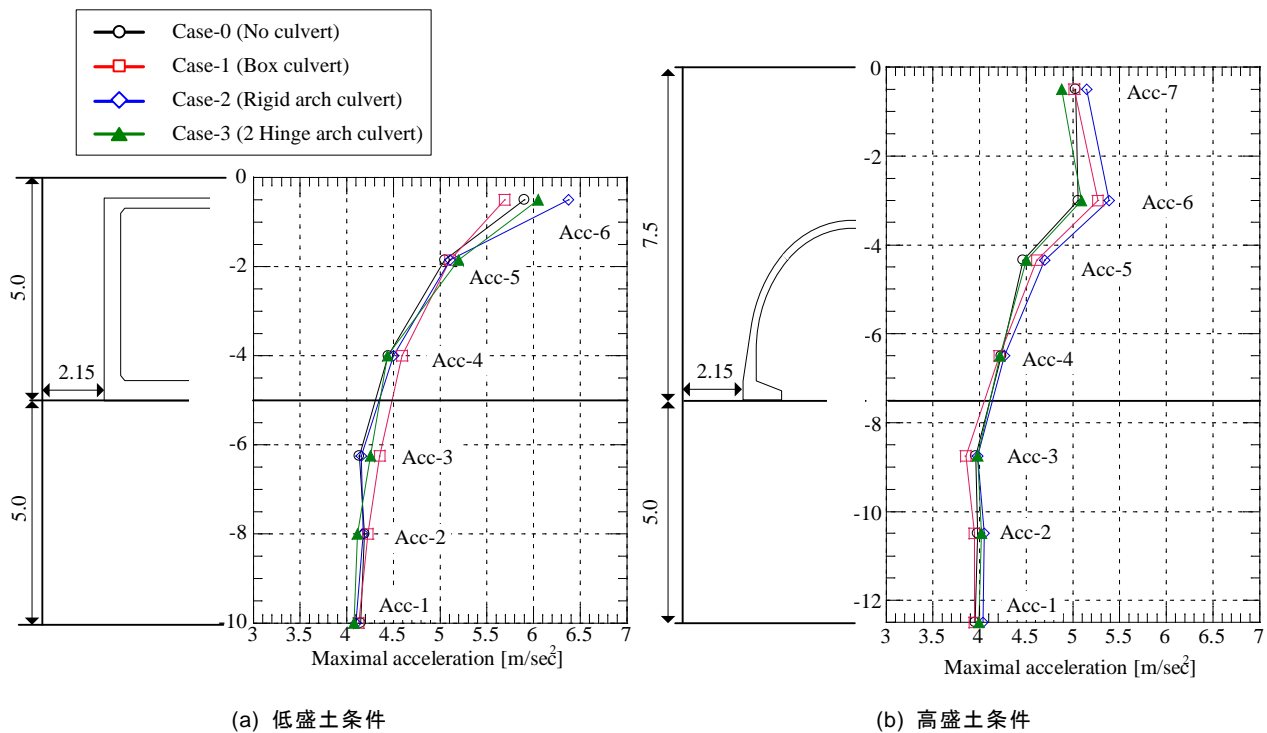


Fig. 5-7 地盤深さ方向に対する最大加速度の分布

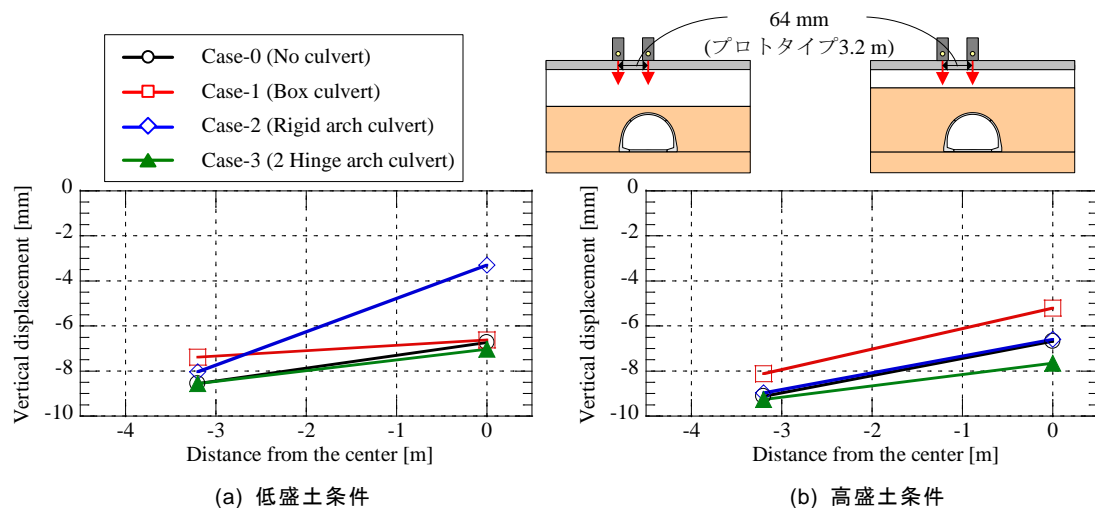


Fig. 5-8 各ケースにおける最終地表面変位

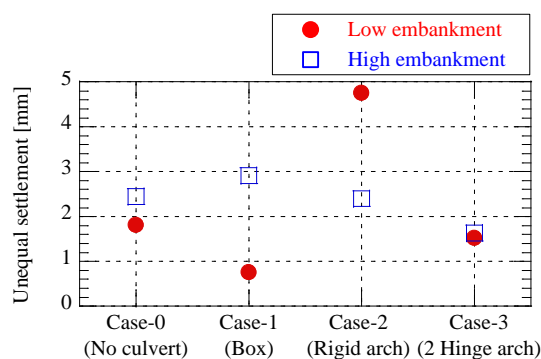


Fig. 5-9 各ケースにおける不同沈下量（カルバート直上とカルバート脚部付近の沈下量の差）

ンジャーチカルバートではヒンジ機能を有するため、周辺地盤への追従性が高くなり、地盤と一体となって挙動するためであると考えられる。しかし、Fig. 5-6 に示したカルバート脚部の最大応答加速度においては、構造体の剛性が大きいほど最大応答加速度が大きくなる傾向があったが、カルバートから 2 m 程度離れた地盤の最大応答加速度においては同様の傾向を示さなかった。

5.3.2 地表面変位

Fig. 5-8 にカルバート直上およびカルバート端部における最終地表面変位を示す。低盛土条件において、Case-2 の剛結アーチカルバートの頂部で地表面変位が小さくなる結果となったが、その他は全てのケースでほぼ同様の傾向を示すことが分かる。盛土のみのケースにおいても地盤が均一に変位せず中央付近の変位量が小さくなっているのは、今回の実験では剛土槽を用いたために、壁面付近ではゆすり込み沈下が発生しているためである。ケース間で比較すると、低盛土・高盛土条件の両方において、Case-1 のボックスカルバートで地表面変位が小さい傾向にあり、次いで剛結アーチカルバート、盛土のみ、2 ヒンジアーチカルバートの順に地表面変位が大きくなる。

つぎに、Fig. 5-9 には、各ケースにおける不同沈下量を示す。ここで、不同沈下量はカルバート直上の沈下量からカルバート端部における沈下量を減算して求めている。上述したように、Case-2 の剛結アーチカルバートにおいて、低盛土条件の方が高盛土条件よりも不同沈下量が大きくなっているが、その他のケースでは、盛土高さが大きい方が不同沈下量が大きくなっている。図より、低盛土条件に

おけるボックスカルバートにおいて、不同沈下量が小さいことがわかる。これは矩形断面のボックスカルバートで不同沈下量が大きくなり、滑らかな形状のアーチカルバートでは小さくなるという覆工の形状から予想される結果とは逆となった。この理由としては、カルバート端部に設置したレーザー変位計の設置位置がボックスカルバートで不同沈下量の発生が顕著となる位置よりやや内側だったため、不同沈下量を小さく評価してしまったものと考えられる。

5.3.3 カルバートに発生する断面力

Fig. 5-10～15 に各ケースにおいてカルバートに発生する曲げモーメントと軸力の分布図を示す。図中に示すカルバートの図は各時刻における覆工の変形を模式的に表している。ここに、曲げモーメント (M) および軸力 (N) は、模型の外側、内側のひずみ値 ε_{out} , ε_{in} を用いて次式により算出している。

$$M = -\frac{2EI}{t} \frac{(\varepsilon_{out} - \varepsilon_{in})}{2}$$

$$N = EA \frac{(\varepsilon_{out} + \varepsilon_{in})}{2}$$

ただし、
 E : カルバート模型のヤング率 [kN/m²]
 I : 断面 2 次モーメント [m⁴]
 t : 部材厚 [m]
 A : 断面積 [m²]
 ε_{out} : 模型の外側のひずみ
 ε_{in} : 模型の内側のひずみ

また、本研究においては、軸力は圧縮を正、曲げモーメントはカルバートの内側に引張りが生じる場合を正と定義している。

(1) ボックスモデル

Fig. 5-10, 11 にボックスカルバートを含むケースについて、カルバート覆工に発生する曲げモーメントと軸力の分布図を示す。加振前の初期状態においては、ボックスカルバートでは盛土高さの増加により、曲げモーメントについては頂板においてその増加が顕著である。一方、軸力は覆工全体で増加しているが、特に側壁においてその増加量が大きくなることが確認できる。このことからボックスカルバートでは、上部の荷重を頂板の曲げおよび側壁の軸力で支える機構となっていることがわかる。また、地震時においては、左脚部および右肩部付近の隅角部において曲げモーメントが増加したが、軸力は右肩部の隅角部のみに増加する傾向を示し、その他の位置においては減少する傾向を示した。また加振後の状態では、初期状態から多少の差異はあるものの、本研究で用いた加振レベルでは大きな変化は見られなかった。

(2) 剛結アーチモデル

Fig. 5-12, 13 に剛結アーチカルバートを含むケースについて、カルバート覆工に発生する曲げモーメントと軸力の分布図を示す。初期状態において、剛結アーチモデルでは両脚部で負の曲げモーメントが発生していることがわかる。頂部ではアーチが内向きにたわむようなモードで正の曲げモーメントが発生する。一方で肩部においてはほとんど曲げモーメントが発生していない。また、低盛土条件においては側方土圧の影響が卓越するが、高盛土条件においては鉛直土圧が増加し、構造物全体が扁

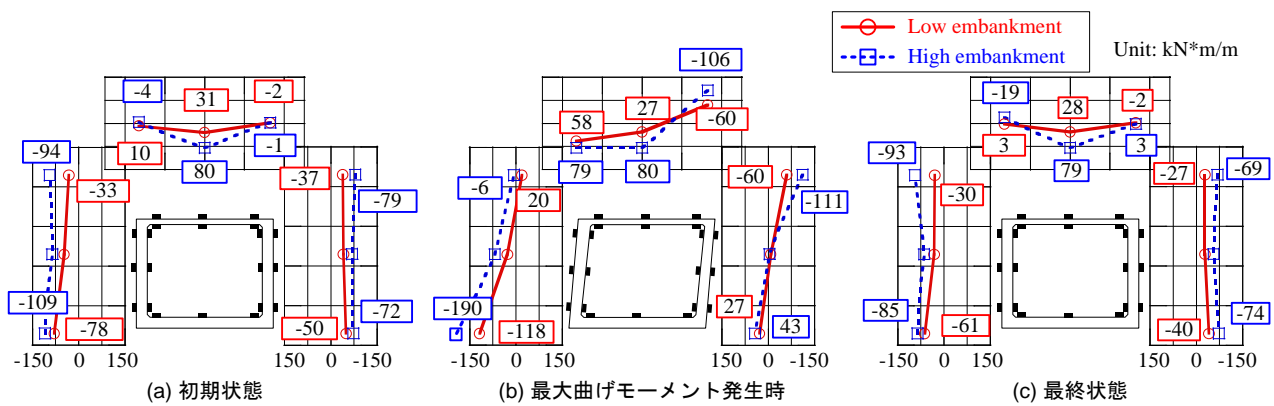


Fig. 5-10 ボックスモデルに働く曲げモーメントの分布

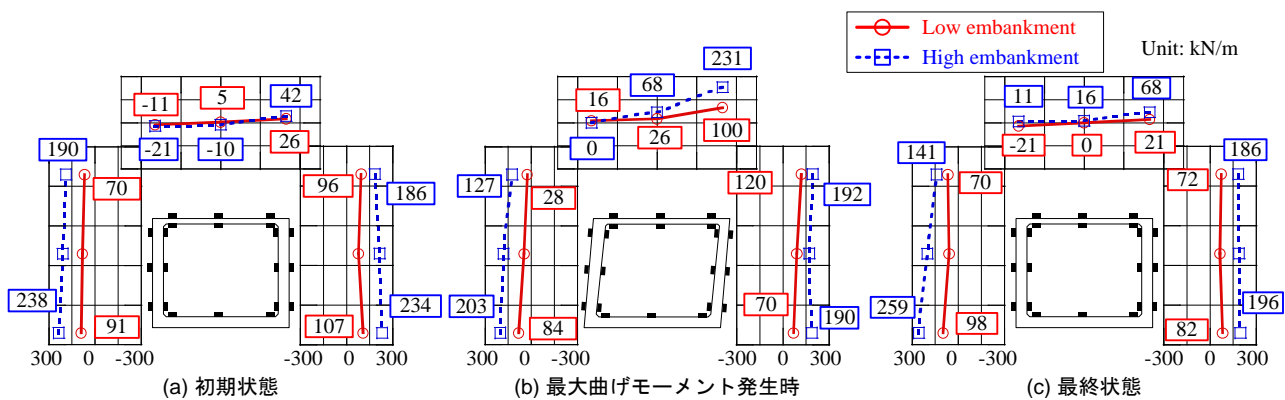


Fig. 5-11 ボックスモデルに働く軸力の分布

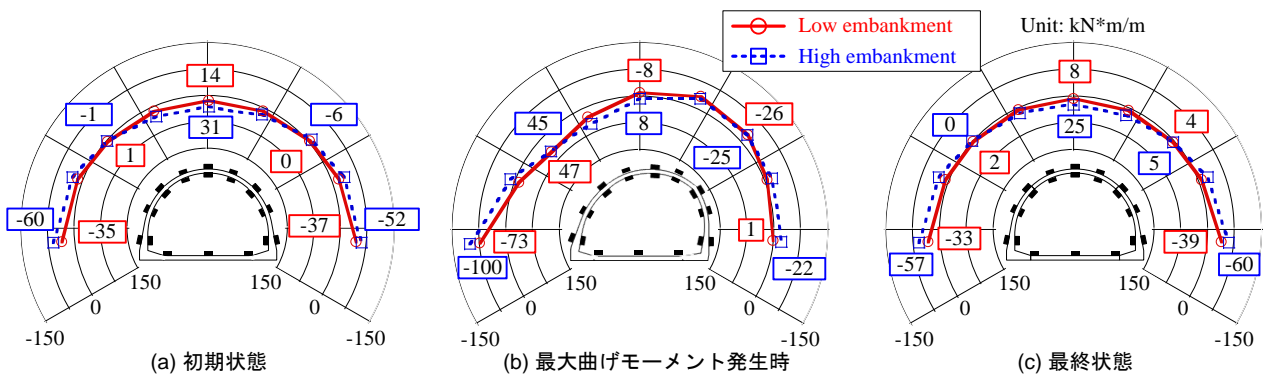


Fig. 5-12 剛結アーチモデルに働く曲げモーメントの分布

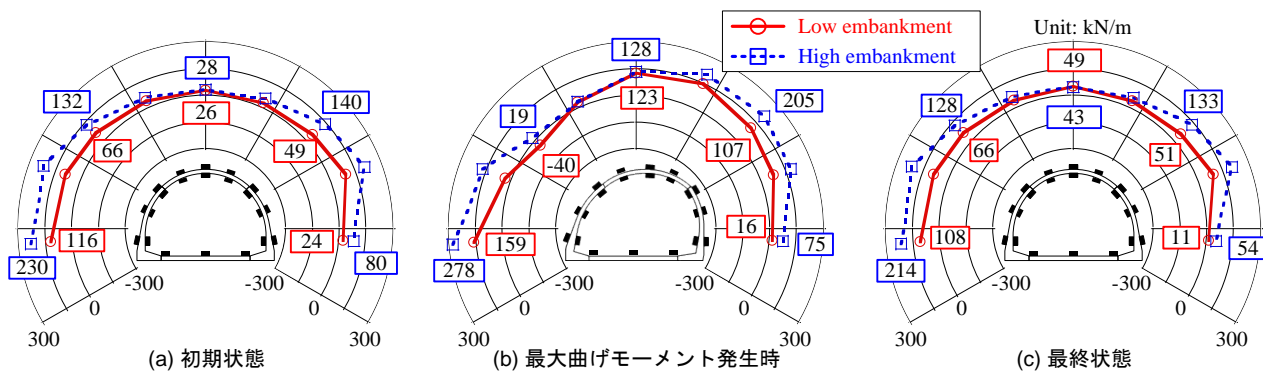


Fig. 5-13 剛結アーチモデルに働く軸力の分布

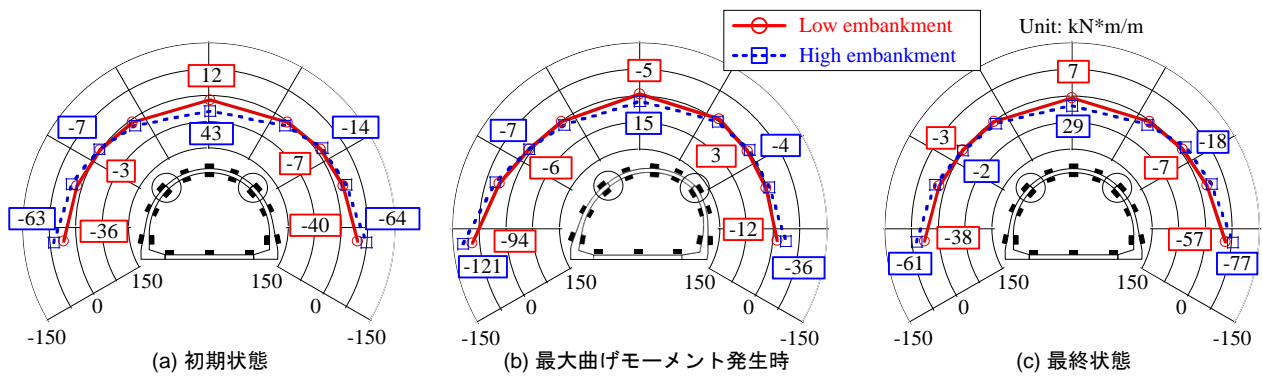


Fig. 5-14 2 ヒンジアーチモデルに働く曲げモーメントの分布

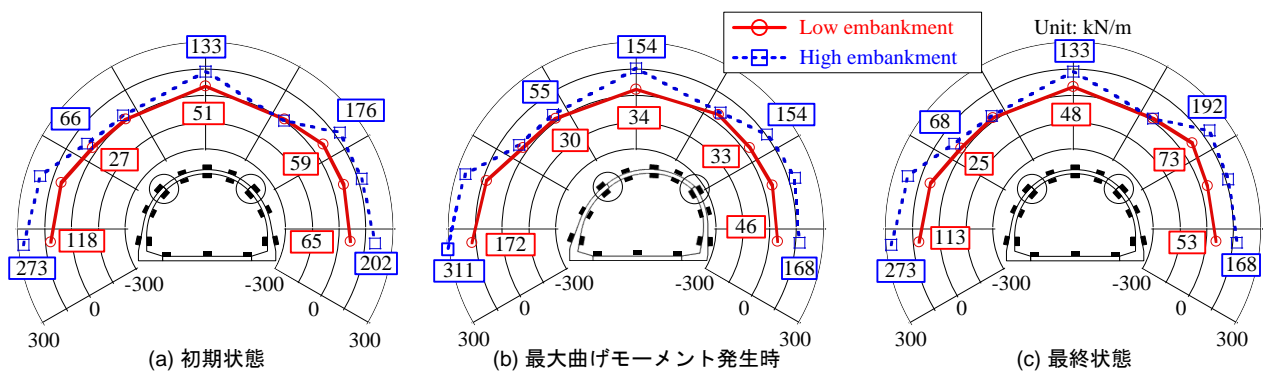


Fig. 5-15 2 ヒンジアーチモデルに働く軸力の分布

平に変形するような挙動を示すことがわかる。これらは、アーチカルバートの特徴²⁵⁾を良く表しているといえる。地震時において左脚部に最大曲げモーメントが発生する時刻では、左脚部および右肩部においては外側に引張りが生じるモード、左肩部においては内側に引張りが生じるモードで曲げモーメントが発生した。これより、剛結アーチモデルでは、地震力に対して脚部だけでなく肩部でも荷重を負担する構造であることが分かる。また、同時刻における軸力分布をみると、外側に引張りが生じるモードで変形していた左脚部や右肩部において軸力が増加し、内側に引張りが生じるモードで変形していた左肩部において軸力が減少している。特に低盛土条件においては左肩部に負の軸力（引張り力）が発生している。後述する2ヒンジアーチモデルでは、肩部において部材を接合していることから、肩部における部材接合部の回転剛性がある一定以上高い場合には、接合部において引張りが生じる可能性があることを示唆している。また加振後の状態では、ボックスモデル同様、初期状態から多少の差異はあるものの、本研究で用いた加振レベルでは大きな変化は見られなかった。

(3) 2 ヒンジアーチモデル

Fig. 5-14, 15 に2ヒンジアーチモデルを含むケースについて、カルバート覆工に発生する曲げモーメントと軸力の分布図を示す。初期状態における変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルとほぼ同様であった。これは、第2章でも述べたように、2ヒンジアーチモデルは曲げモーメントが最も小さい肩部にヒンジ機能を有しているためである。一方、地震時においては、脚部に大きな曲げモーメントが発生する点については剛結アーチモデルと共通しているが、2ヒンジアーチモデルでは肩部に発生する曲げモーメントがほとんどゼロから変化しない。これより、剛結アーチモデルは脚部と肩部で地震力を負担するのに対して、2ヒンジアーチモデルでは脚部において主に地震力を負担する構造であるといえる。また、軸力の分布をみると、左脚部に最大曲げモーメントが発生する

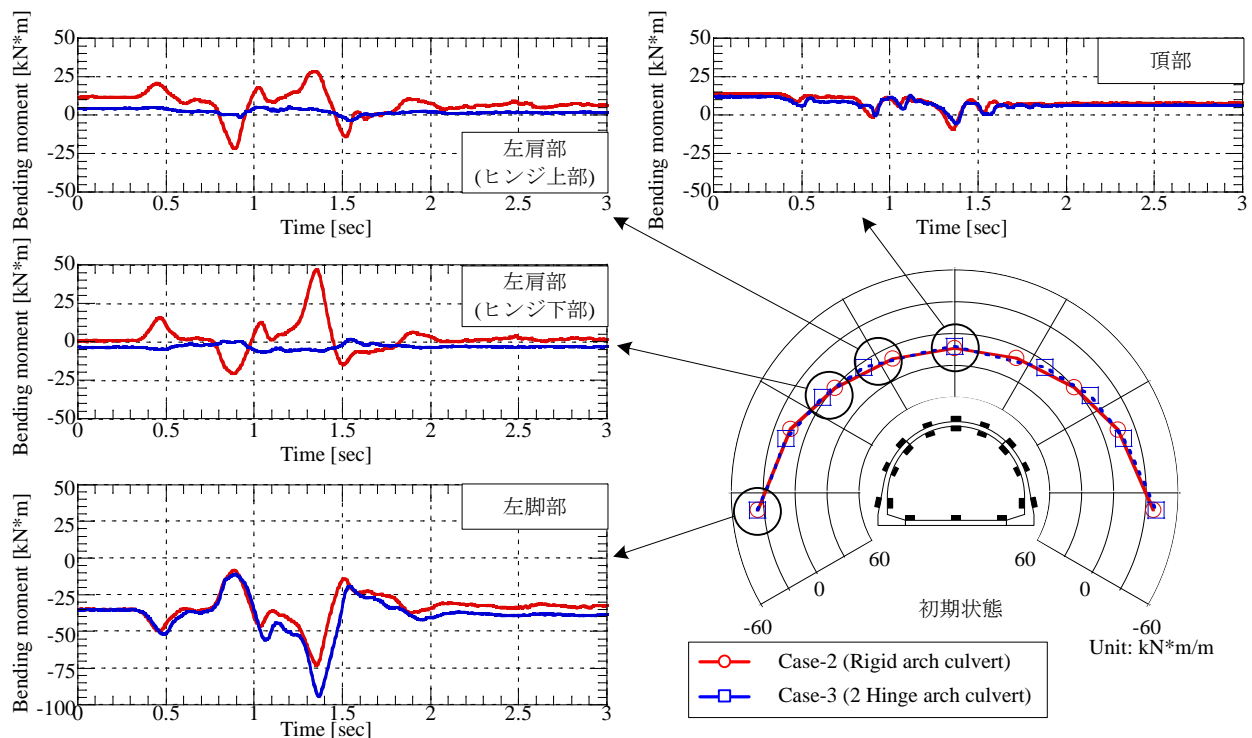


Fig. 5-16 剛結アーチモデルと2ヒンジアーチモデルにおける肩部とその周辺の挙動

際に左脚部において軸力が大きくなる傾向は剛結アーチモデルと同様であるが、両肩部における軸力分布が異なる。剛結アーチモデルでは、肩部において曲げモーメントの増減に伴って軸力も変動し、引張り力が発生する場合があったが、2ヒンジモデルでは肩部において曲げモーメント同様軸力の変化も小さいことがわかる。また、地震力によりカルバートが大きく変形する時刻においても肩部の接合部において引張り力が作用し部材が落下するような現象は確認されなかった。このことから、本実験の範囲内であれば、本体にヒンジ機能を有するプレキャスト製アーチカルバートであっても、地震中に継手部から局所的な破壊が進展する可能性は低いと考えられる。また加振後の断面力分布は、他の2ケースと同様初期状態から大きな変化は見られなかった。

(4) 剛結アーチモデルと2ヒンジアーチモデルにおける肩部の挙動の比較

Fig. 5-16には、剛結アーチモデルと2ヒンジアーチモデルにおける肩部の挙動を詳しく比較するために、両モデルにおける低盛土条件下での初期状態の曲げモーメント分布と、左脚部、左肩部（ヒンジ上部）、左肩部（ヒンジ下部）、頂部における加振中の曲げモーメント時刻歴をそれぞれ示す。上述したように、初期状態における曲げモーメント分布はヒンジの有無に関わらず同様である。加振中に着目すると、剛結アーチモデルでは左肩部の上下でいずれも同様のモードで変形しており、これらの位置では左脚部と逆の曲げモーメントが発生している。一方、2ヒンジアーチモデルでは、肩部における曲げモーメントの増減はわずかであり、左肩部のヒンジ下部と左脚部で同様のモードで曲げモーメントが増減する。また、ヒンジの下部と上部では発生する曲げモーメントが逆になっていることも確認できる。しかし、両モデルとも頂部における曲げモーメントは初期状態、加振中とも大きな差異は確認できなかった。以上より、肩部におけるヒンジ機能の有無は、肩部における挙動はもちろんのこと、主にはサイドウォール部分において顕著に表れ、ボールド部分では大きな変化は見られないことが確認された。

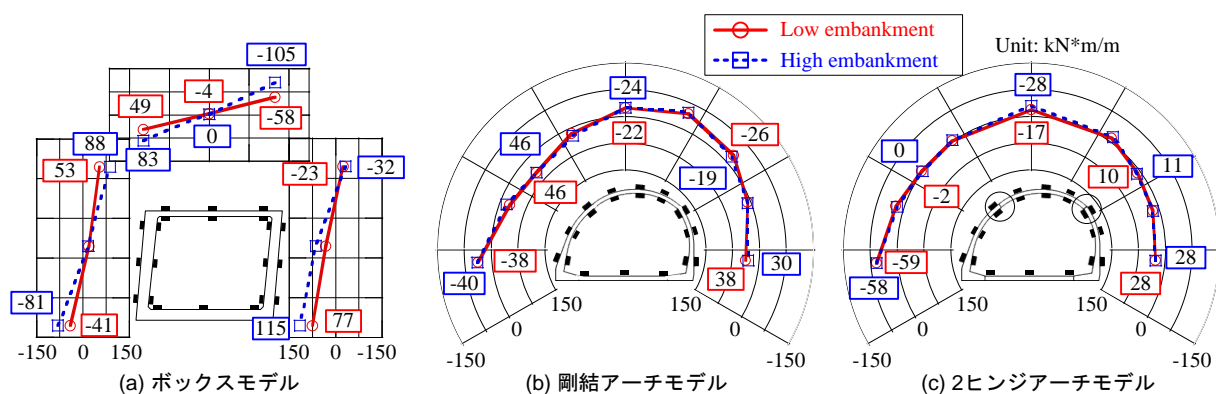


Fig. 5-17 各構造形式に働く曲げモーメント増分の分布

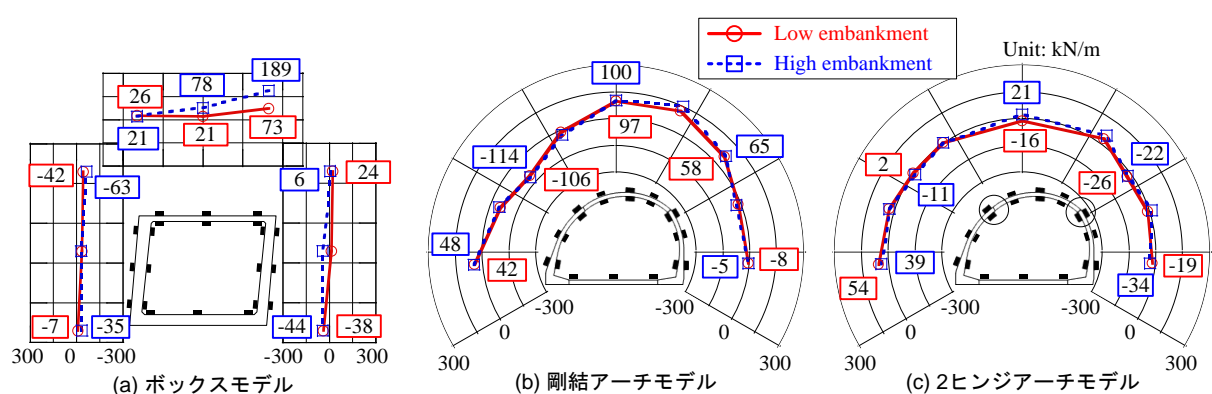


Fig. 5-18 各構造形式に働く軸力増分の分布

(5) 断面力の増分

Fig. 5-17, 18 に各構造形式について、カルバート覆工に発生する曲げモーメント増分と軸力増分の分布図を示す。曲げモーメントおよび軸力の増分は、最大曲げモーメント発生時の断面力と初期状態の断面力の差より求めている。

まずボックスモデルでは、盛土高さに比例して曲げモーメント、軸力ともに増加し、その傾向は隅角部において顕著であることがわかる。一方、剛結アーチモデルおよび2ヒンジアーチモデルでは、盛土高さによらず曲げモーメント増分と軸力増分がほぼ一定となっていることが確認できる。すなわち盛土条件はボックスモデルにおいて初期状態並びに地震時の覆工の変形にも影響を与えるのに対し、アーチカルバートでは、初期状態における断面力にのみ影響を与える。このため、従来型カルバートの適用範囲を越えるような高盛土条件の施工において、全体剛性の高いボックスカルバートでは局所的に大きな断面力が発生し、盛土の挙動に追従するという前提が成り立たなくなる可能性があると言える。一方、アーチカルバートでは軸力による支持機構により曲げ変形を抑えられるだけでなく、本実験の範囲内においては、地震荷重の影響を小さく見積もることができる。すなわち高盛土条件下においても、発生する断面力増分は低盛土条件と大きく変わらず、地震時における盛土高さの影響を受けにくい構造であるといえる。

5.4 カルバート横断方向の遠心模型実験に対する数値解析

本節では、まず数値解析値と実験値の比較を示し、カルバート横断方向の耐震性において、数値解析がカルバート構造形式と盛土高さの影響を精度よく再現できることを示す。つづいて、解析結果を詳細に検討し、更なる考察を加える。

5.4.1 解析条件

Fig. 5-19 に遠心模型実験の再現解析に用いた解析メッシュと境界条件を示す。実験では剛性土槽を用いて実験を実施したことから、解析対象側方の拘束条件は鉛直ローラーとした。また、Case 2-L と Case-3-L, Case-2-H と Case-3-H は同一のメッシュを使用し、両者の違いは肩部に回転剛性をゼロとした回転バネの有無によって表現した。解析モデルおよび解析に用いたパラメータは第3章で既に述べた通りである。入力波形はそれぞれの実験ケースにおいて振動台で計測された加速度時刻歴を底部より入力した。

5.4.2 実験結果との比較による適用性の検証

はじめに、地盤の応答加速度について実験と解析の比較を行う。Fig. 5-20 に各深度における地盤の応答加速度の最大値、Fig. 5-21 には低盛土条件の Case-3 における Acc-2 と Acc-6 の応答加速度の時刻歴とそのフーリエ・スペクトルそれぞれを示す。Fig. 5-20 より、低盛土条件、高盛土条件のいずれの条件においても、土槽底部付近では実験値と解析値に大きな差は見られないが、解析値は両条件ともに地表面に近づくにつれて最大応答加速度が小さくなっていることが確認でき、これは構造形式によらない共通の傾向であることがわかる。この原因については実験において剛性土槽を用いたことや地盤の減衰定数の設定に起因すると考えられる。既に第3章で説明したように、今回の実験では剛土槽を用いたため、地盤とカルバートおよび土槽を含めた全体の減衰が実際の構造物よりも大きいことが

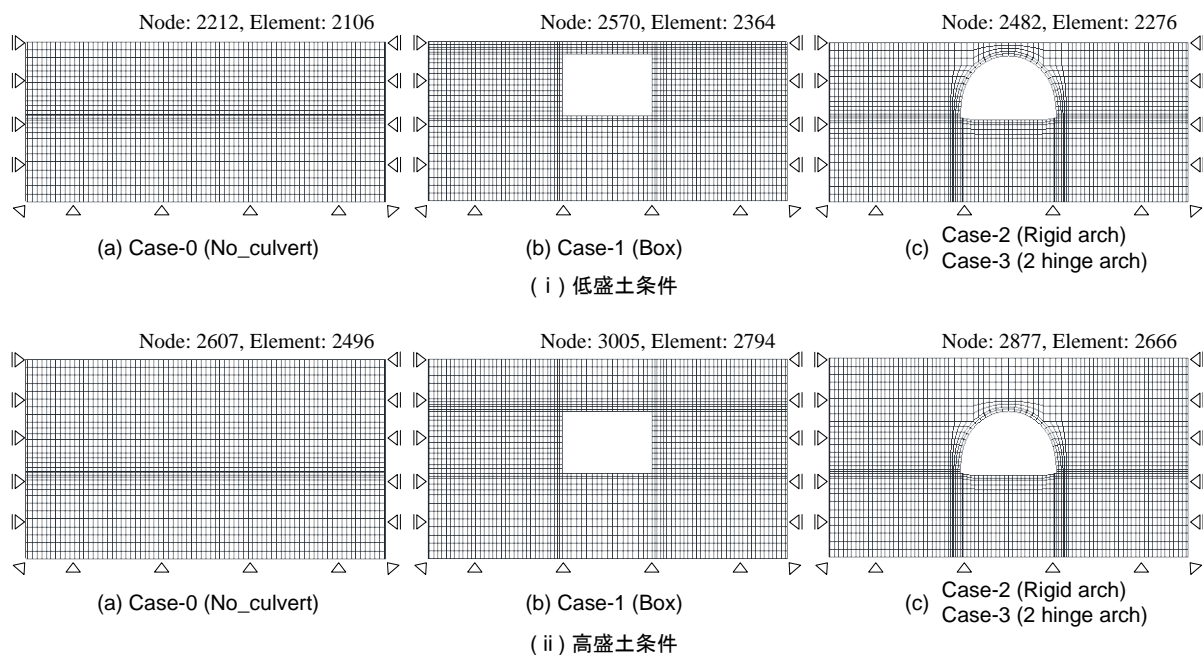


Fig. 5-19 各ケースの解析メッシュ

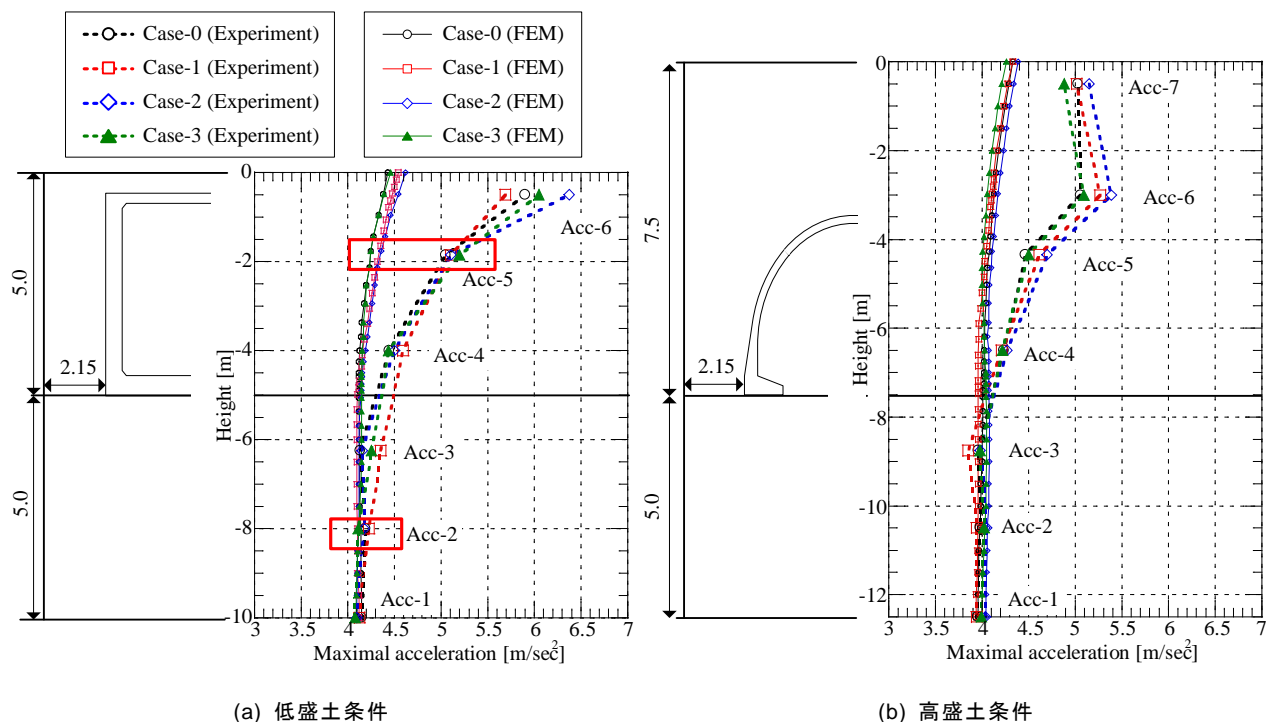
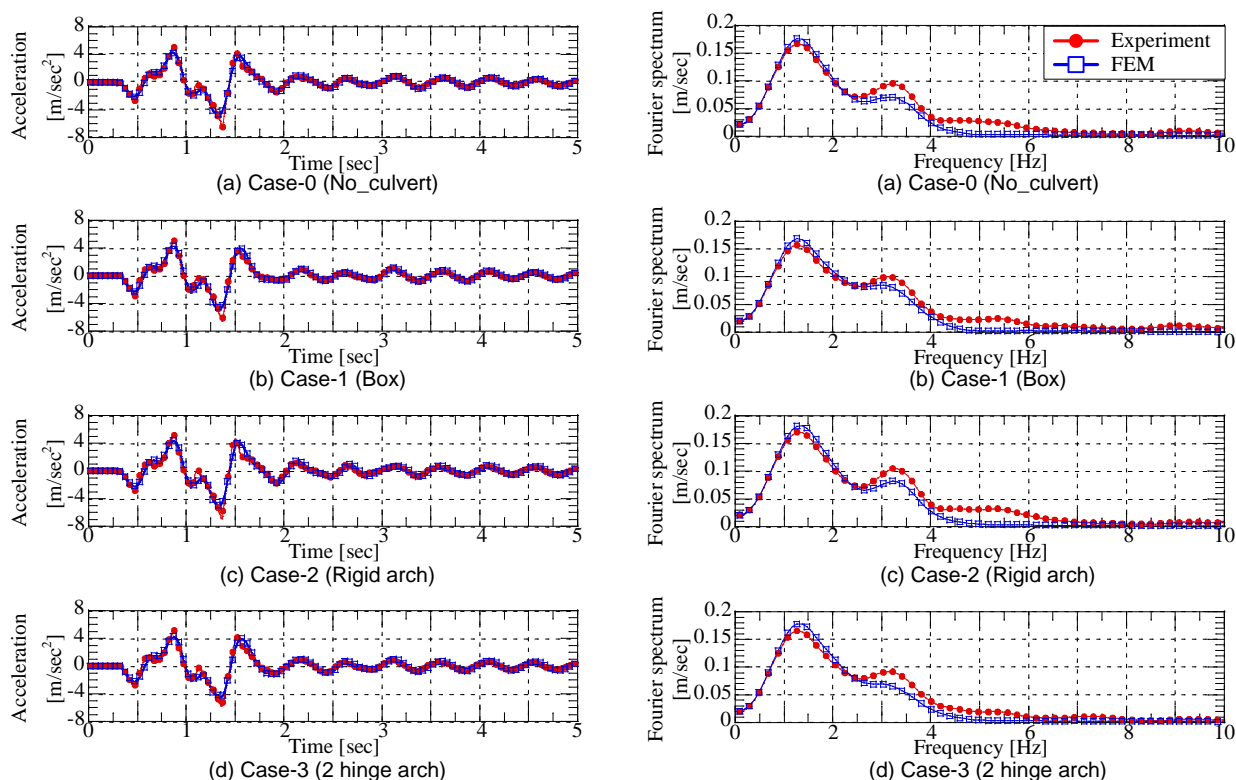


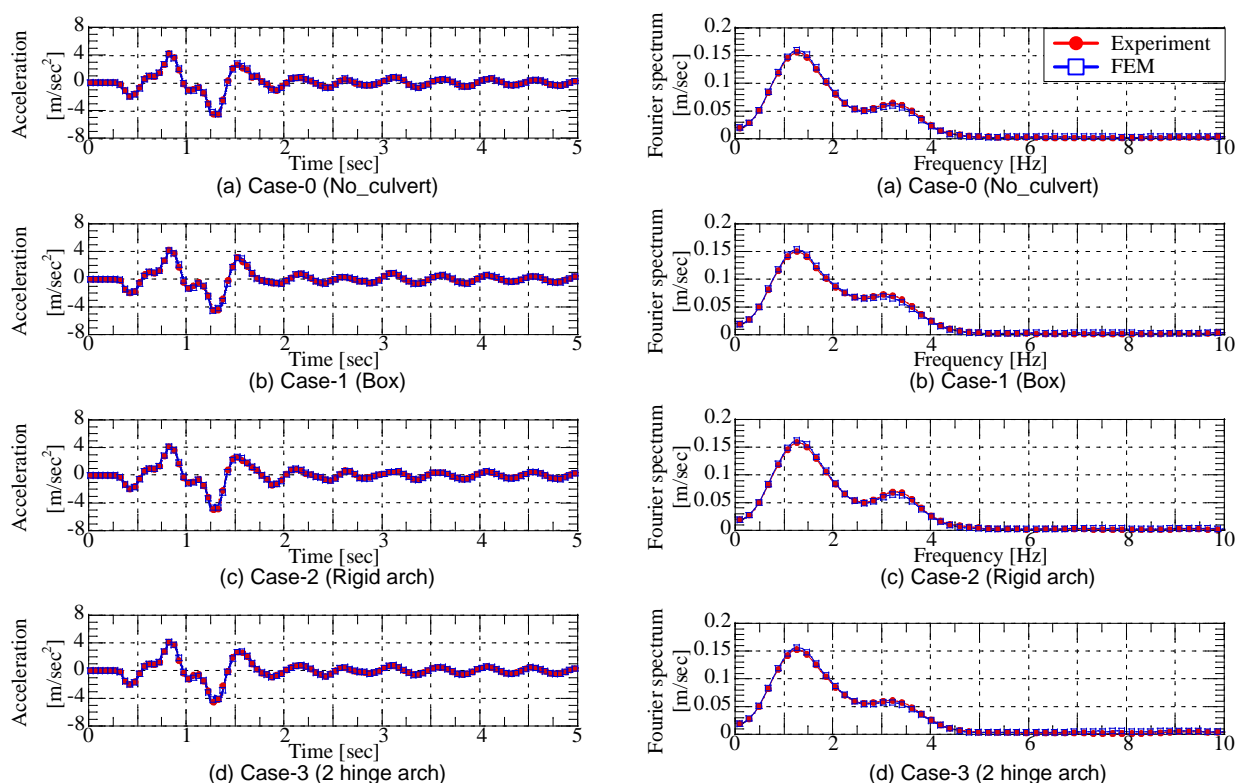
Fig. 5-20 地盤深さ方向に対する最大応答加速度の分布（実験値と解析値の比較）

予想される．そこで本研究では，事前の予備解析において地盤の減衰定数をパラメータとした解析を実施し，地盤の応答とカルバートの応答から総合的に判断して，地盤の減衰定数を一律に 30% とすることで実験の再現を試みている（Fig. 3-11）．しかし実際の現象では，地震のエネルギーは主に剛性土槽によって吸収されるため，拘束圧の小さい地表面付近において実験と解析で差が表れたのと考えられる．しかし，Fig. 5-21 の加速度時刻歴を見ると，土槽底部付近の Acc-2 において応答加速度およびそのフーリエ・スペクトルが精度よく再現できているだけでなく，Acc-5 においても実験値をある程度再現できていることがわかる．Acc-5 における実験値と解析値の差を詳しく見てみると，応答加速度の時刻歴については，極大・極小値付近で応答加速度が瞬間的に大きくなる現象については捉えきれていない．フーリエ・スペクトルにおいては，このような現象の原因であると考えられる 3.5 Hz 付近の高周波成分が実験値に比べて小さくなっている．しかし全体としては，解析値は実験値を一定の精度で再現しているといえる．

つぎに Fig. 5-22 には，加振前の初期状態における各ケースの曲げモーメント分布を示す．実験においては底板の断面力については計測していなかったが，ここでは底板も含めた断面全体について実験値と解析値をそれぞれ示している．Fig. 5-22 より，ボックスモデルの右側壁において解析値は実験値よりも大きな値を示したが，その他の位置ではよく初期状態を再現している．特にアーチモデルにおいては剛結，2 ヒンジアーチモデルとも良い精度で再現していると言える．そこで Fig. 5-23 には，低盛土条件のボックスモデル（Case-1-L），高盛土条件の 2 ヒンジアーチモデル（Case-3-H）について，加振中の各位置における曲げモーメント時刻歴をそれぞれ示す．図より，解析値は実験値に比べて 2 秒後の挙動がやや大きくなることが確認できるが，ボックスモデルにおいて隅角部付近で曲げモーメントに大きな変化が見られること，2 ヒンジアーチモデルにおいて脚部では大きな曲げモーメントが発生するが，肩部付近では曲げモーメントの変化がほとんど生じないことなど，実験結果をよく再現していることが分かる．



(i) Acc-6における応答加速度の時刻歴とフーリエ・スペクトル



(ii) Acc-2における応答加速度の時刻歴とフーリエ・スペクトル

Fig. 5-21 カルバート周辺地盤の応答加速度とフーリエ・スペクトル（実験値と解析値の比較）

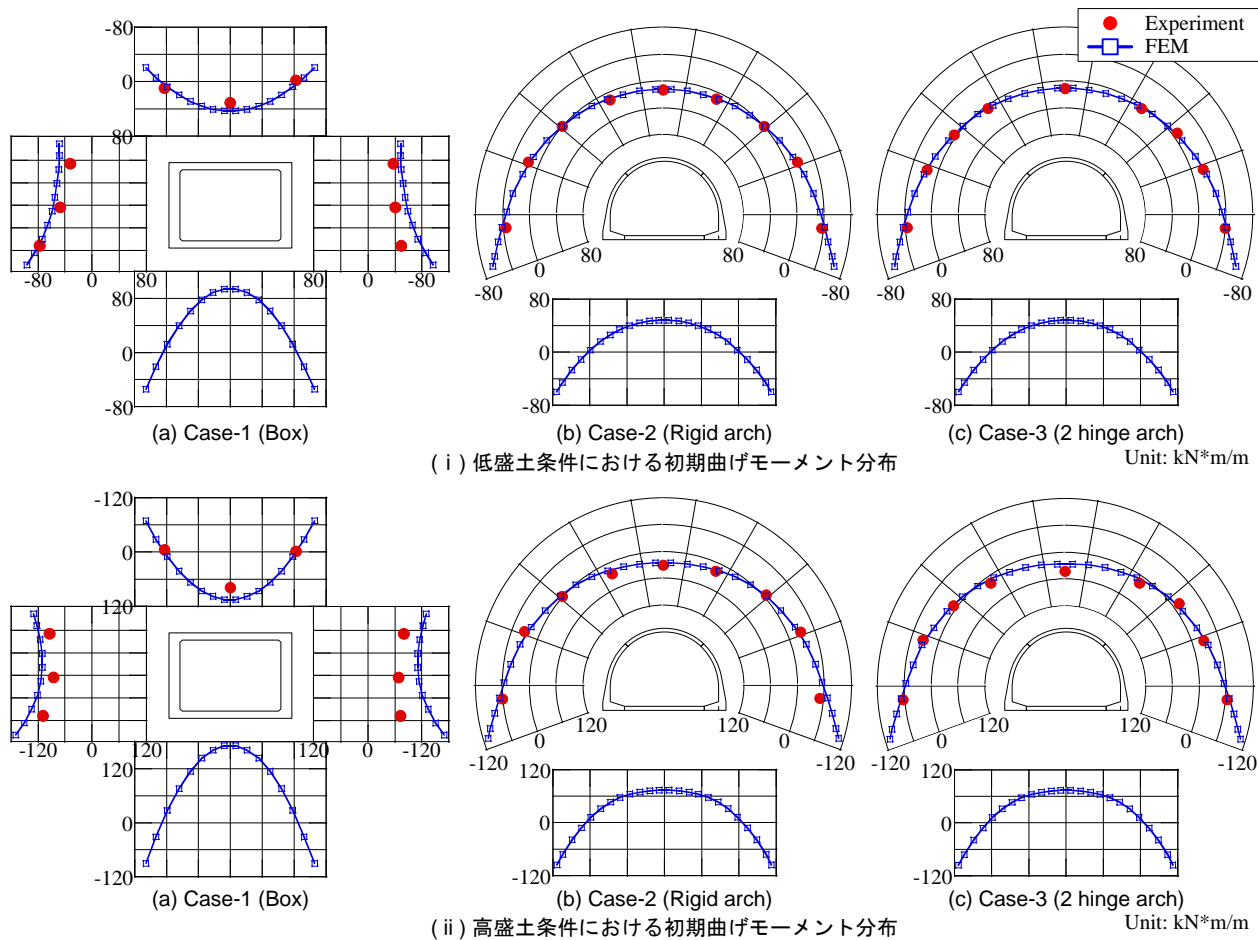


Fig. 5-22 加振前の初期状態における曲げモーメント分布（実験値と解析値の比較）

最後に、Fig. 5-24 には、加振後の地表面変位量について実験と解析の結果をそれぞれ示す。また、Fig. 5-25 には、解析における加振後の変形図の一例を示す。まずカルバートを含まない盛土のみの Case-0 に着目すると、各位置における沈下量を比較的良好に再現していることが確認できる。カルバートを含まない Case-0 においても中央付近より両壁面付近で地表面変位量が大きくなったのは、実験において剛土槽を用いた影響である。解析値における低盛土と高盛土の差はおよそ 2 mm 程度であり、盛土高さ 5 m の低盛土条件と盛土高さ 7.5 m の高盛土条件における差はわずかであった。一方、ボックスモデルの低盛土条件（Case-1-L）においては、実験ではあまり大きな不同沈下が計測されなかったが、解析ではカルバートの端部付近で急激な不同沈下が発生することが確認できる。このような場合にはカルバート盛土上の道路で大きな段差が発生する可能性があり、何らかの対策が必要であることを示唆している。Case-1-L において実験と解析で不同沈下量に差が生じている理由としては、解析におけるカルバートのモデル化と実験における計測位置が原因である。第 3 章で説明したように、解析においてはカルバート断面の中央に幾何学上の体積を持たない Beam 要素を配することでカルバートをモデル化している。そのため、解析ではカルバート幅 6.4 m よりもやや内側から急激な地表面変位が確認でき、実験における計測位置においても不同沈下を確認できる。しかし実験においては、カルバート幅の直上において沈下量を計測したため、Case-1-L の実験における不同沈下量を過小に評価したのだと考えられる。一方、アーチカルバートを含むケースにおいては、高盛土条件においてヒンジの有無に関わらず盛土天端が凹んだように変形する結果となった。本来は、カルバート直上の地盤

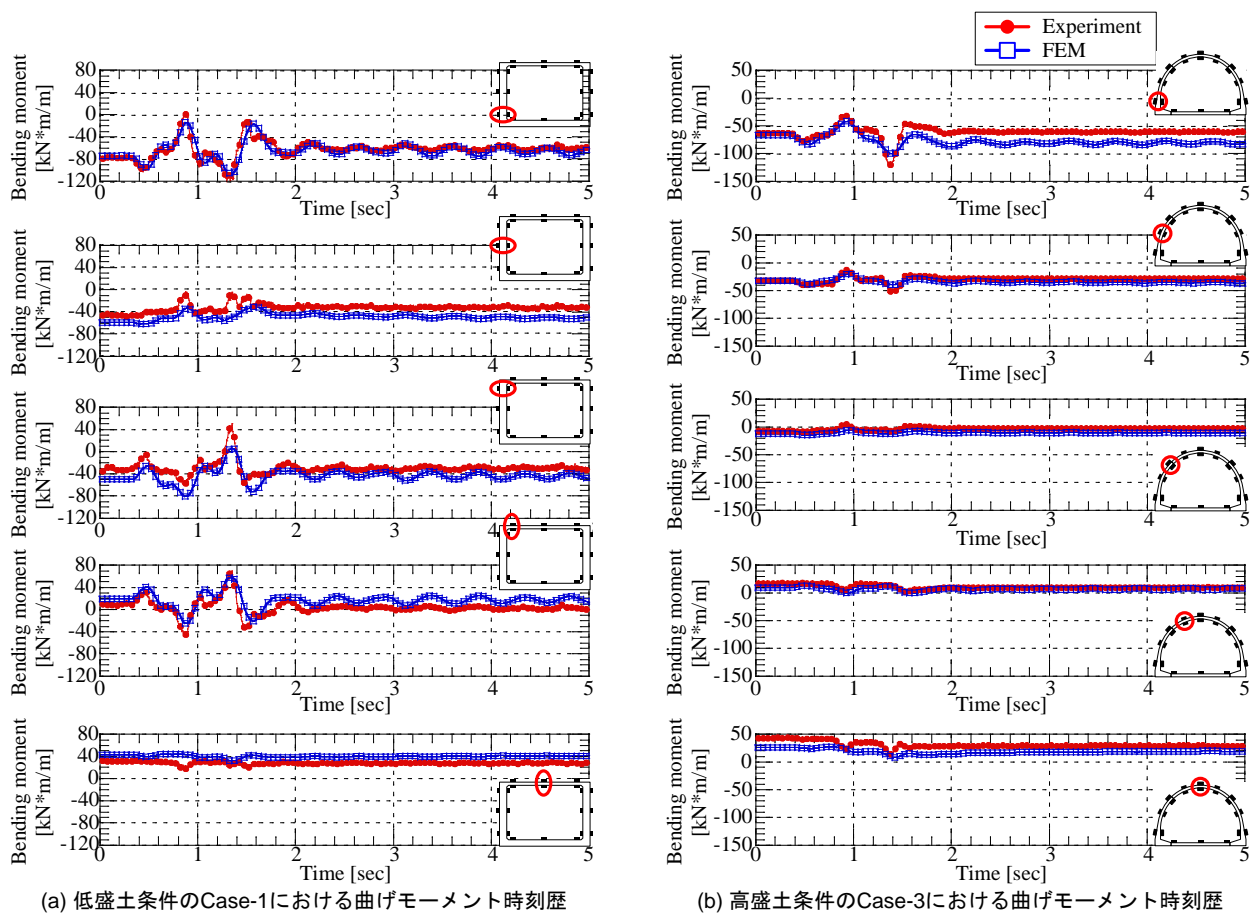


Fig. 5-23 Case-1-L と Case-3-H における曲げモーメント時刻歴（実験値と解析値の比較）

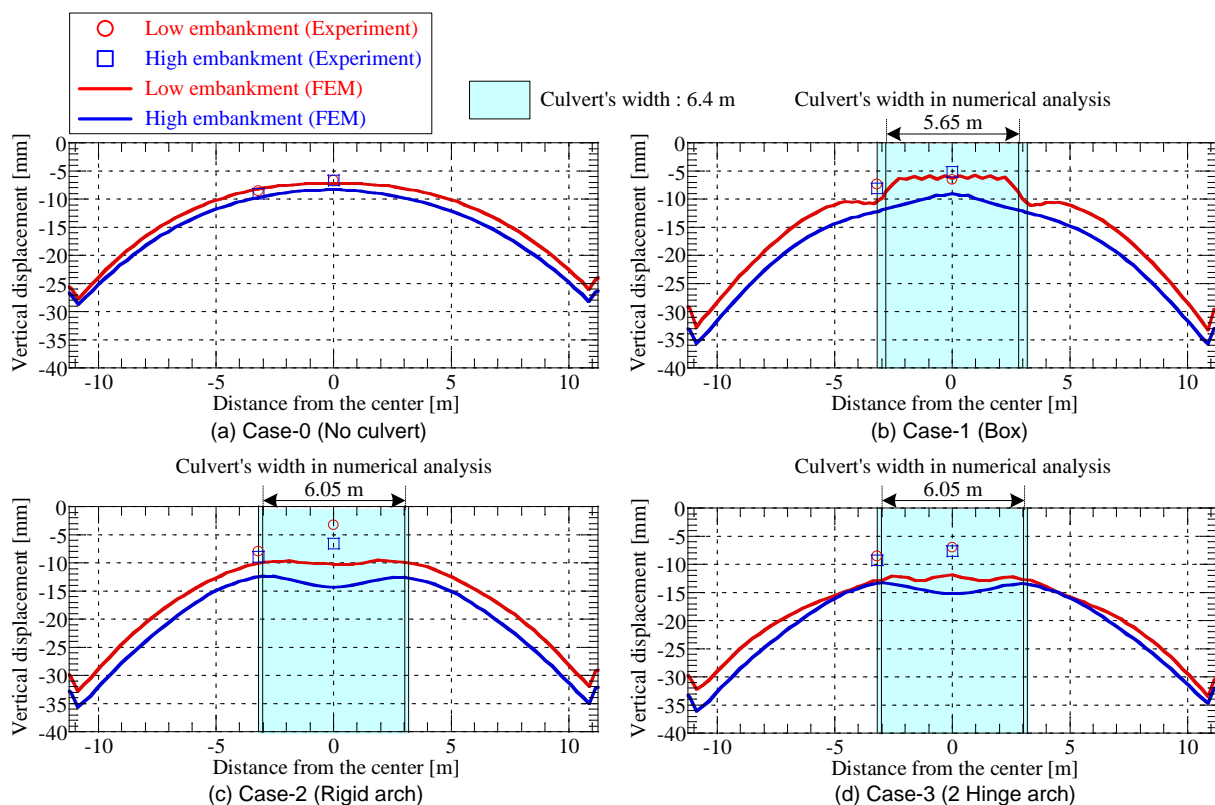


Fig. 5-24 加振後の地表面変位量（実験値と解析値の比較）

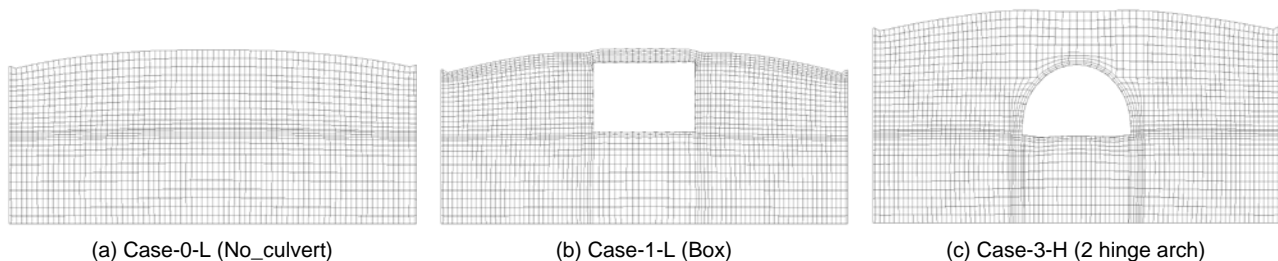


Fig. 5-25 解析における加振後の変形図（変位 50 倍）

はカルバートに沿って外側に変位し、カルバート頂部を頂点とする山なりに地盤が変形することが予想されるが、本解析においては、土槽境界の影響により地盤がカルバートに沿って変位する挙動を制限した結果、肩部付近が盛り上がったようなモードになったのだと考えられる。このことから、剛土槽を用いた影響は実験よりも解析の方がやや大きいと考えられる。

以上、Fig. 5-20～25 に示した結果より、本研究で用いた数値解析手法を用いることで、遠心模型実験をある程度正確に再現できることがわかる。以下では、数値解析結果をさらに詳細に検討することにより、考察を深める。

5.4.3 カルバート周辺地盤における応答加速度

Fig. 5-26 にカルバート周辺地盤における固有周期と最大応答加速度の関係を示す。ここでは各ケースの固有周期の変動によるカルバート盛土の応答特性の変化を把握するために、周期 0.2～3 sec、加速度 5 m/sec^2 のパルス波を入力し、それぞれの位置における最大応答加速度をプロットしている。図より、盛土条件および構造形式によらず、本解析の境界条件においては周期 0.5 sec (2 Hz) 付近において加速度の増幅が大きくなっていることが確認できる。盛土条件の違いに着目すると、高盛土条件よりも低盛土条件において構造形式による差異が顕著である。これは実験結果の整理でも述べたように拘束圧による影響であると考えられる。そこで低盛土条件において各位置の最大応答加速度を見ると、カルバート脚部付近ではボックスモデルである Case-1 で増幅が顕著であるが、カルバート頂部付近や同じ高さの周辺地盤においては剛結アーチモデル (Case-2) や 2 ヒンジアーチモデル (Case-3) における増幅の方が大きくなっていることが分かる。さらに応答加速度が最大となる周期については、2 ヒンジアーチモデルの方が剛結アーチモデルよりも長周期側で現れていることも確認できる。これらの結果より、全体剛性の高いボックスモデルではカルバートの脚部付近では応答加速度の増幅が顕著であるが盛土の天端付近ではそれほど大きな増幅が発生しないのに対して、アーチカルバートの場合では脚部付近よりも盛土の天端付近において、特にカルバートを含む影響が表れやすいことが分かる。

5.4.4 最大曲げモーメント発生時における断面力分布と変形モード

実験においては、カルバートに発生する軸力と曲げモーメントを指標として、各構造形式における地震時挙動について考察を行ってきた。ここでは、実験では計測が困難であるカルバートと周辺地盤の変位分布やカルバートに作用する垂直応力の分布についても検討し、カルバートの地震時挙動についてさらに考察を深める。

Fig. 5-27 に、低盛土条件において左脚部に最大曲げモーメントが発生する時刻における変形図（変位 50 倍）を示す。また Fig. 5-28 には、同時刻と加振前の初期状態における各ケースの曲げモーメン

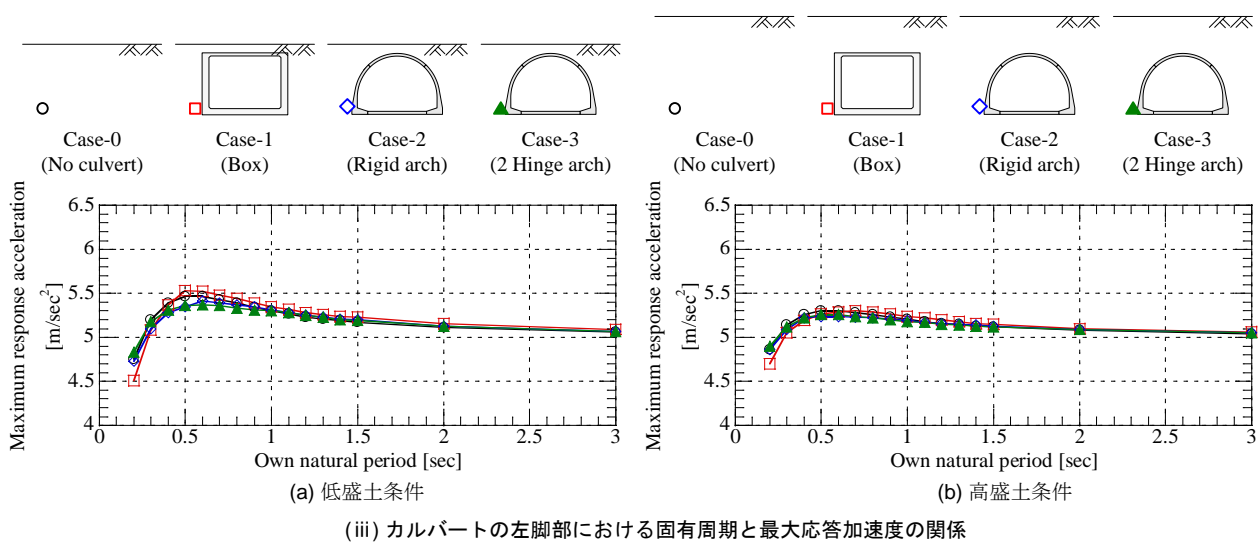
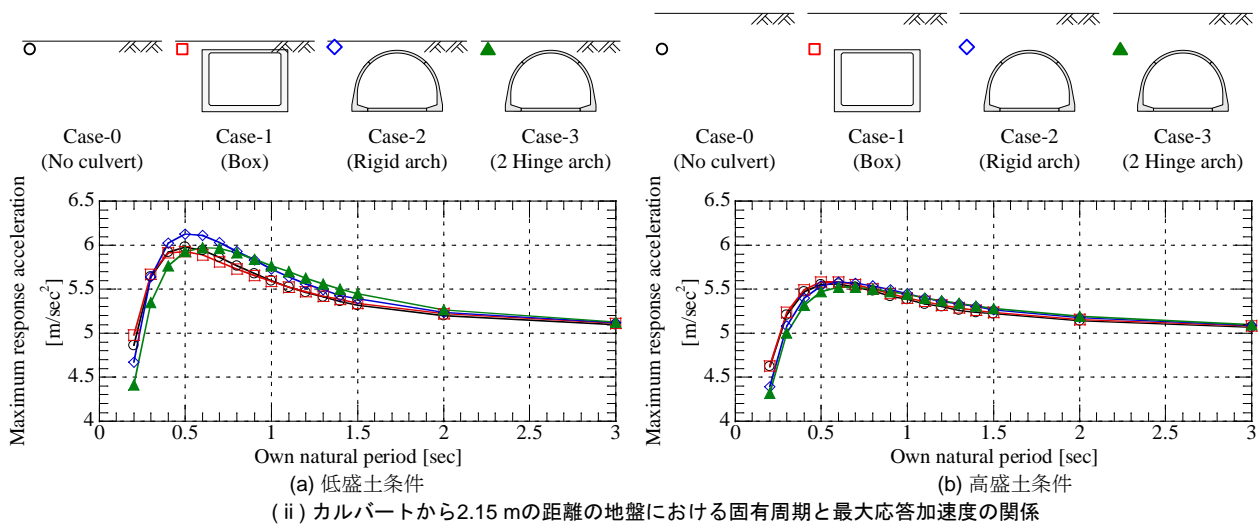
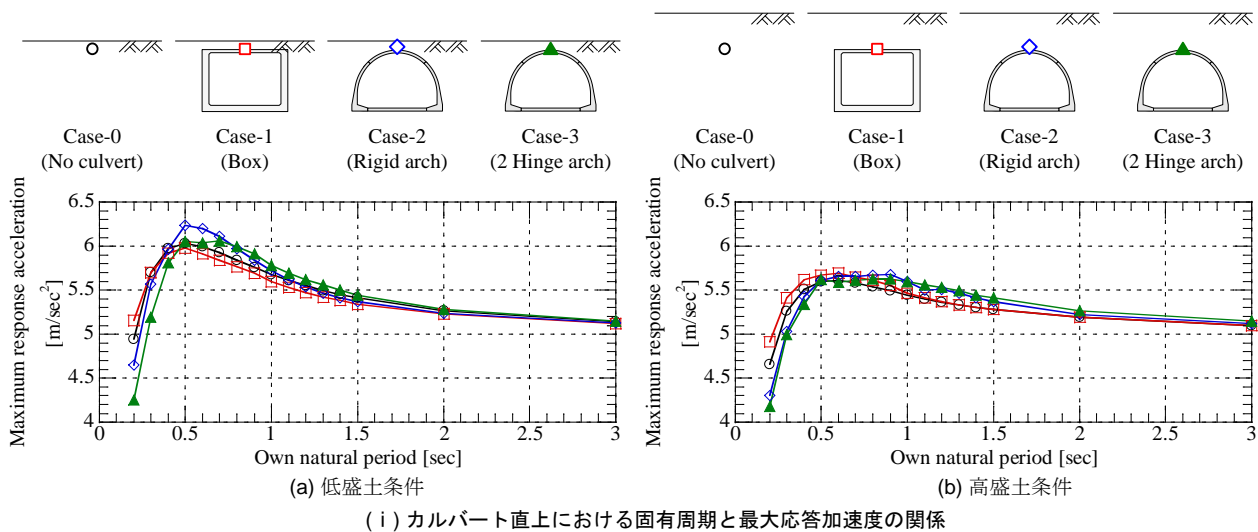


Fig. 5-26 カルバート周辺地盤における固有周期と最大応答加速度の関係

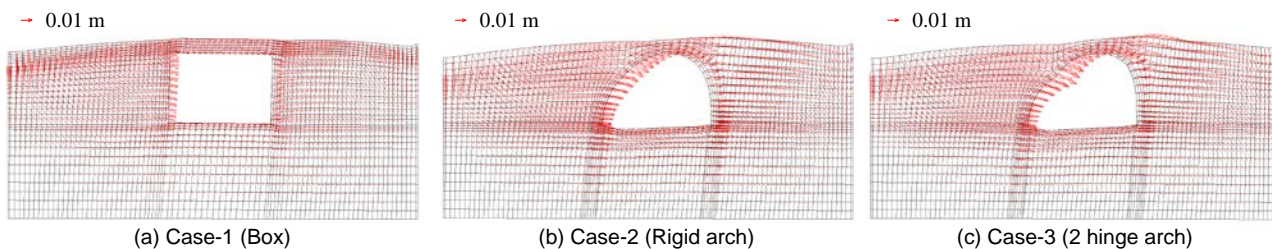


Fig. 5-27 低盛土条件における左脚部最大曲げモーメント発生時の変形図（変位 50 倍）

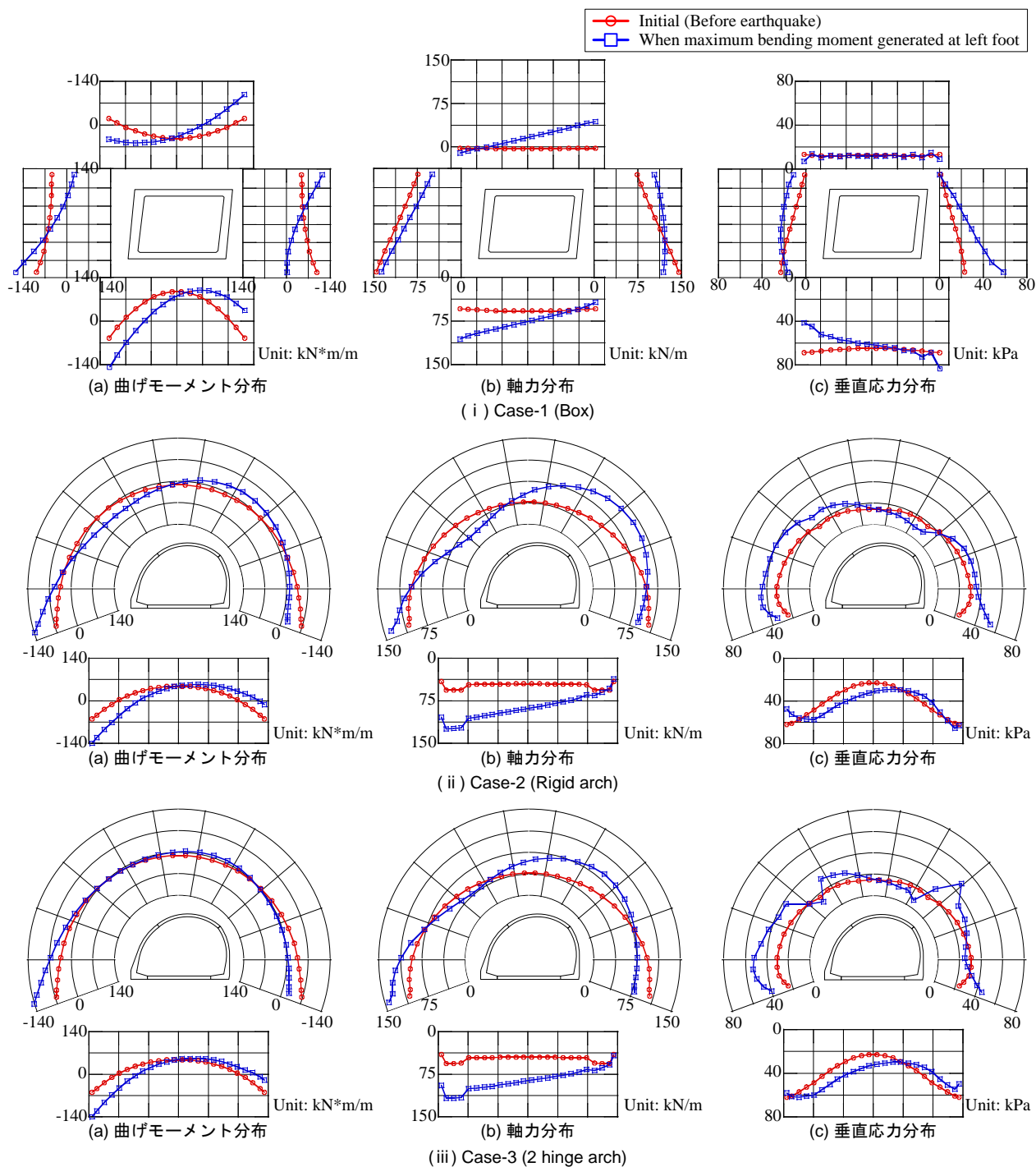


Fig. 5-28 低盛土条件における左脚部最大曲げモーメント発生時における諸量の分布

ト分布，軸力分布，カルバートに作用する垂直応力分布をそれぞれ示す。

はじめにボックスモデルに着目すると，Fig. 5-27 より，ボックスカルバート上部の地盤はほぼ一樣に変位していることがわかる．また，周辺地盤の変形と比較してカルバートのせん断変形が小さいことも確認できる．つぎに Fig. 5-28 の諸量の分布において，カルバートに作用する垂直応力の分布に着目すると，初期状態では，カルバートは内部に空洞を有しているに関わらず，底部に発生している垂直応力はカルバート中央とカルバートの端部で大きな差はなく，ほぼ一樣な垂直応力が作用していることがわかる．これはボックスモデルは全体の剛性が高いためであり，その設置圧は剛体基礎の設置圧と同様の傾向を示す⁵⁸⁾．左の脚部に最大曲げモーメントが発生する際には，左側壁底部および右側壁頂部付近の隅角部で大きな曲げモーメントが発生する．これらは実験と同様の傾向である．また，同時刻においては左の脚部付近の軸力は初期状態よりも小さくなる．カルバートに作用する垂直応力では，左側壁の上部では初期より大きな応力が発生し，右側壁は上部から底部にかけて次第に作用する応力が大きくなっている．ここで特筆すべきは底部の垂直応力分布である．ボックスモデルの場合，左脚部に最大曲げモーメントが発生する時刻においては，右の底部で初期よりも大きな垂直応力が発生する一方で，左の底部においては初期状態よりも垂直応力が小さくなっている．これは，全体剛性の高いボックスカルバートでは，全体が剛体回転するモードが卓越することを示唆している．

つぎに剛結アーチモデルについて結果を整理する．まず Fig. 5-27 の変形図では，頂部から右の肩部付近において，地表面が盛り上がるようなモードで変形していることが確認できる．また，せん断変形に伴い左の底部においては外空側に変形していることも確認できる．Fig. 5-28 においてカルバートに作用する初期状態の垂直応力分布に着目すると，ボックスモデルと比較してカルバート底部中央における垂直応力が小さい．これは，アーチカルバートは軸力による支持機構を有しているため左右の脚部で断面力が大きくなり，その結果として底部の中央が内空側へ変形するためであると考えられる．左脚部に最大曲げモーメントが発生する際には，左脚部において軸力も大きくなる．左脚部において軸力が増加するというものを除けば，曲げモーメント・軸力の分布傾向はボックスモデルと同様である．しかし，カルバートに作用する垂直応力の分布ではボックスモデルと傾向が異なる．ボックスモデルでは全体が回転するような変形が生じ，左底部において垂直応力が初期より小さくなっていたが，剛結アーチモデルでは，左の底部付近で垂直応力が増加していることが確認できる．さらに，頂部から左の脚部にかけても垂直応力が増加している．これはカルバートが地盤と一体となって変形したためであると考えられる．左の底部において垂直応力が増加しているのは，アーチカルバートは底部と側壁部の隅角部がラーメン構造となっているため，アーチ部分が大きくせん断変形すると，それに伴って底板部が大きく変位するためである．そのため，左脚部に最大曲げモーメントが発生する時刻においても左の底部で垂直応力が大きくなる．

さらに，2 ヒンジアーチモデルにおいても同様の整理を行う．Fig. 5-27 の変形図では，肩部がヒンジ構造であるため，肩部においてカルバートが内空側に変形し，それに伴って頂部が上部の地盤を押し上げるようなモードで変形している．Fig. 5-28 における諸量の分布では，軸力や曲げモーメントについては実験結果と同様の傾向を示している．一方，垂直応力の分布については，肩部のヒンジ部分においてやや不連続な分布となるが，全体的には剛結アーチモデルと同様の傾向を示し，さらにその値はせん断変形が大きくなったために剛結アーチモデルよりも大きくなる．

以上より，低盛土条件下において構造形式による基本的な動的挙動の違いについて結果を整理することができた．そこで高盛土条件下においても同様の整理を行うこととする．

Fig. 5-29, 30 には，Fig. 5-27, 28 と同様に，高盛土条件下における変形図と左脚部最大曲げモーメン

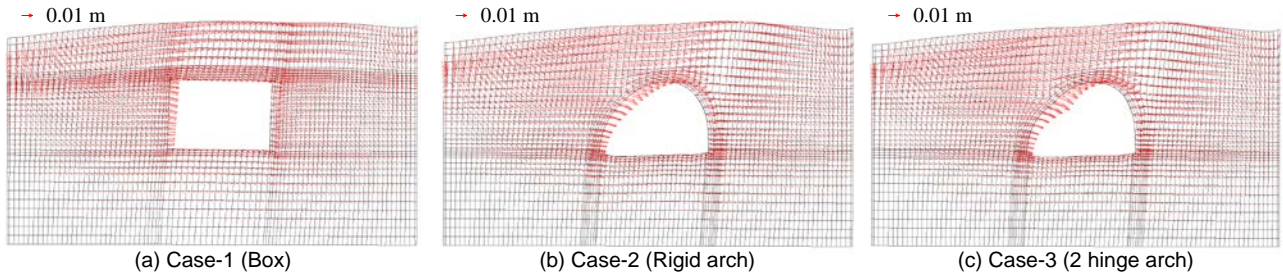


Fig. 5-29 高盛土条件における左脚部最大曲げモーメント発生時の変形図（変位 50 倍）

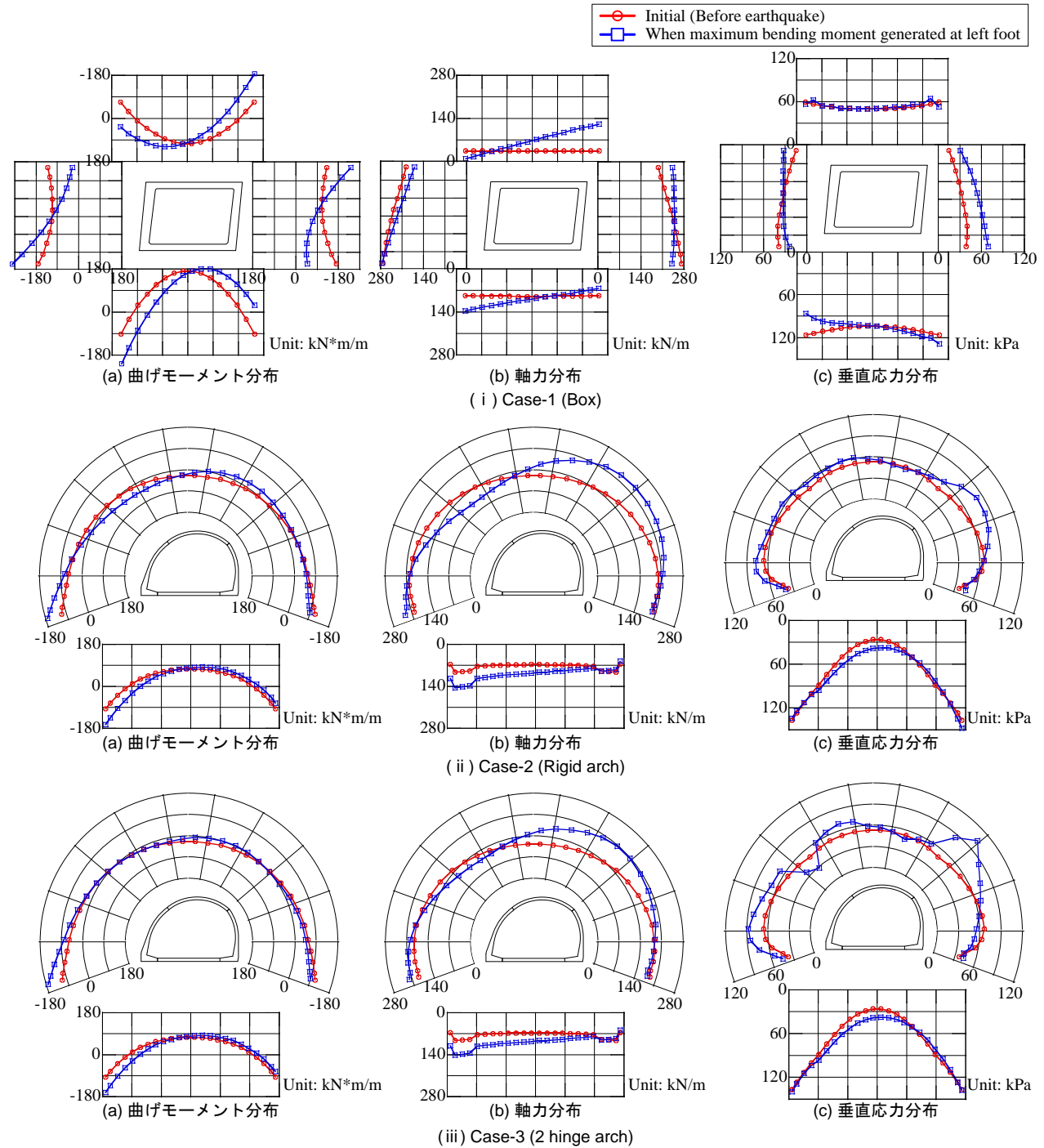


Fig. 5-30 高盛土条件における左脚部最大曲げモーメント発生時における諸量の分布

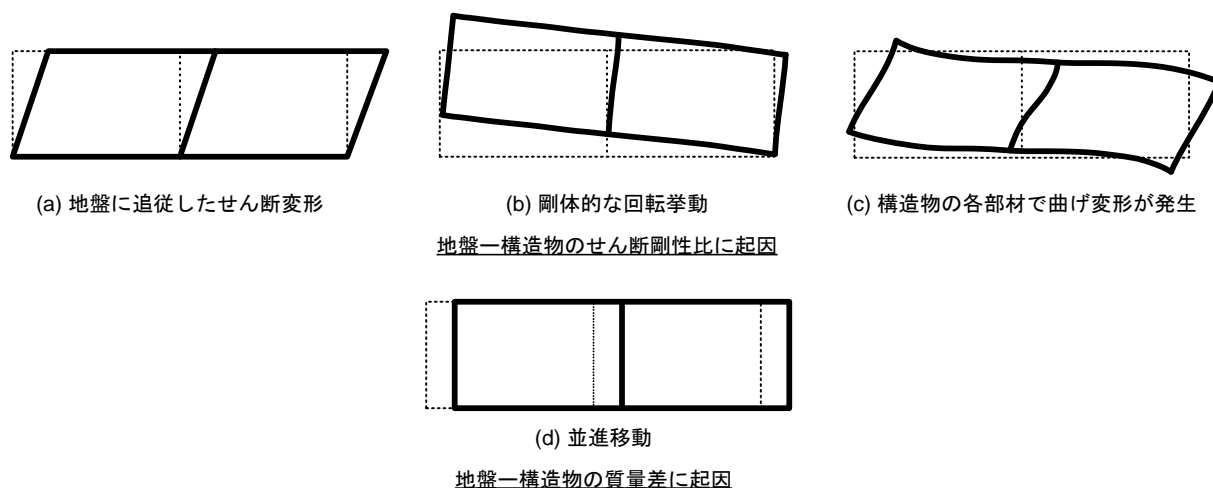


Fig. 5-31 地盤-構造物のせん断剛性比に起因する地震時変形の相違⁵⁹⁾

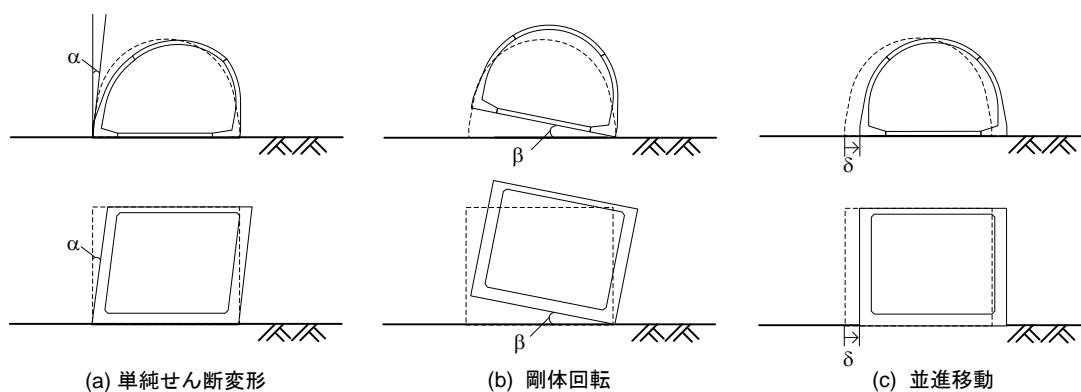


Fig. 5-32 カルバートの変形モード

ト発生時の諸量の分布を示す。高盛土条件における変形図では、基本的な挙動は低盛土条件の場合と同様であるが、2 ヒンジアーチモデルにおいて肩部の変形が小さくなり、その他のケースでは低盛土条件と同等レベルの変形状態となった。2 ヒンジモデルにおいて変形量が小さくなっているのは、盛土高さが大きくなり拘束圧が増加したことで、肩部のヒンジ機能が抑制されたためであると考えられる。本来は、盛土高さが大きくなればそれに伴って部材厚が大きくなり、部材に作用する慣性力が大きくなることが予想されるが、今回の解析条件においては盛土高さによらず一定の断面、部材厚で検討を行っているためボックスモデルや剛結アーチモデルでは盛土高さによる明確な違いは見られなかった。一方、断面力分布においては、初期状態における自重による応力レベルが増加したことにより、地震時の断面力変化の割合は低盛土条件より小さい。したがって、実施工においては盛土高さの増加に伴う部材厚の増加とその余裕度が、地震力による影響と比較して大きいのかを適切に判断すれば、盛土高さの増大に伴って部材の損傷が発生するのかを予測できると考えられる。

5.4.5 盛土内におけるカルバートの挙動

参考文献⁵⁹⁾によると、地中構造物の変形挙動として主に以下の4点が挙げられる (Fig. 5-31)。

- ① 地盤の変形に追従したせん断変形 (地盤と構造物の剛性が同程度の場合)
- ② 剛体的な回転挙動 (構造物の方が固い場合)

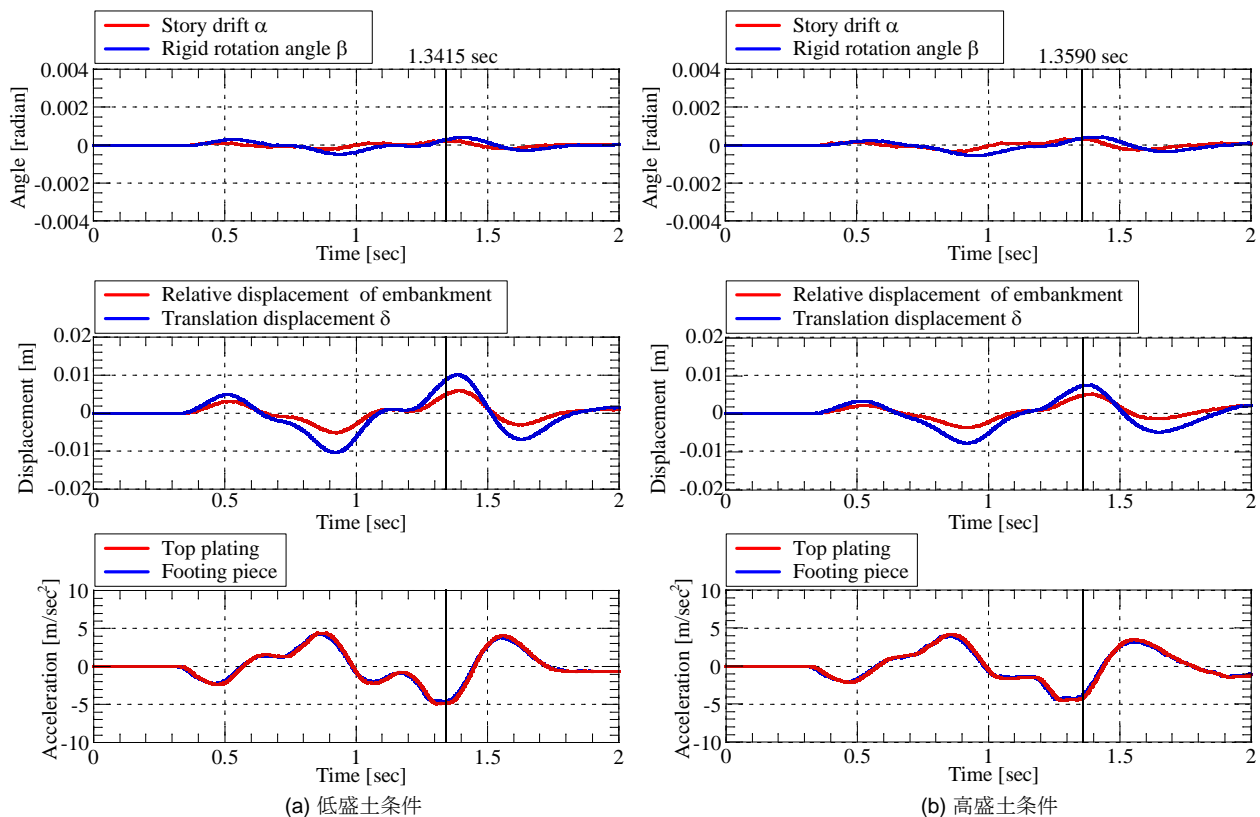


Fig. 5-33 Case-1 (ボックスモデル) におけるカルバートの変形モード

③ 構造物各部材で曲げ変形が発生（構造物の方が柔らかい場合）

④ 並進移動（構造物重量が大きい場合）

上記のうち①～③は地盤と構造物の剛性比に起因する（キネマティック相互作用）。一方、④については構造物の重量が大きく影響を与える（慣性力相互作用）。

また、山木ら²⁾はボックスカルバート盛土の動的遠心模型実験を実施し、層間変形角 α 、剛体回転角 β を用いてボックスカルバートおよび盛土の挙動を説明している。以上より盛土内におけるカルバートの挙動は Fig. 5-32 に示す (a) 単純せん断変形、(b) 剛体回転、(c) 並進移動に分解できる。以下ではそれぞれの変形モードの指標である層間変形角 α 、剛体回転角 β 、並進移動距離 δ を用いて本解析における盛土内におけるカルバートの挙動について説明する。また、上記の指標に加えてカルバートの頂部と底部における応答加速度の時刻歴、さらにカルバート端部から 2.15 m の位置におけるカルバート頂部高さと同カルバート底部高さの深度間で発生した盛土の相対変位も併せて示す。

(1) ボックスモデル

Fig. 5-33 に Case-1 における、(a) 層間変形角 α と剛体回転角 β 、(b) 頂版および底版の応答加速度、(c) 盛土の相対変位と並進移動距離 δ の時刻歴を示す。図中には層間変形角 α の絶対値が最大となる時刻を点線で示している。

まず低盛土条件に着目すると、ボックスモデルにおいては、層間変形角が極値をとった後に剛体回転角が極値をとることが確認できる。さらに、並進移動距離や盛土の相対変位では、層間変形角でピークを迎えた後にピークを示しており、その時刻は剛体回転角がピークを迎える時刻とほぼ同時刻である。また、応答加速度については、層間変形角と同時刻かやや手前でピークを示している。

本来、カルバートと盛土が一体となって挙動している場合には、盛土の相対変位とカルバートの層

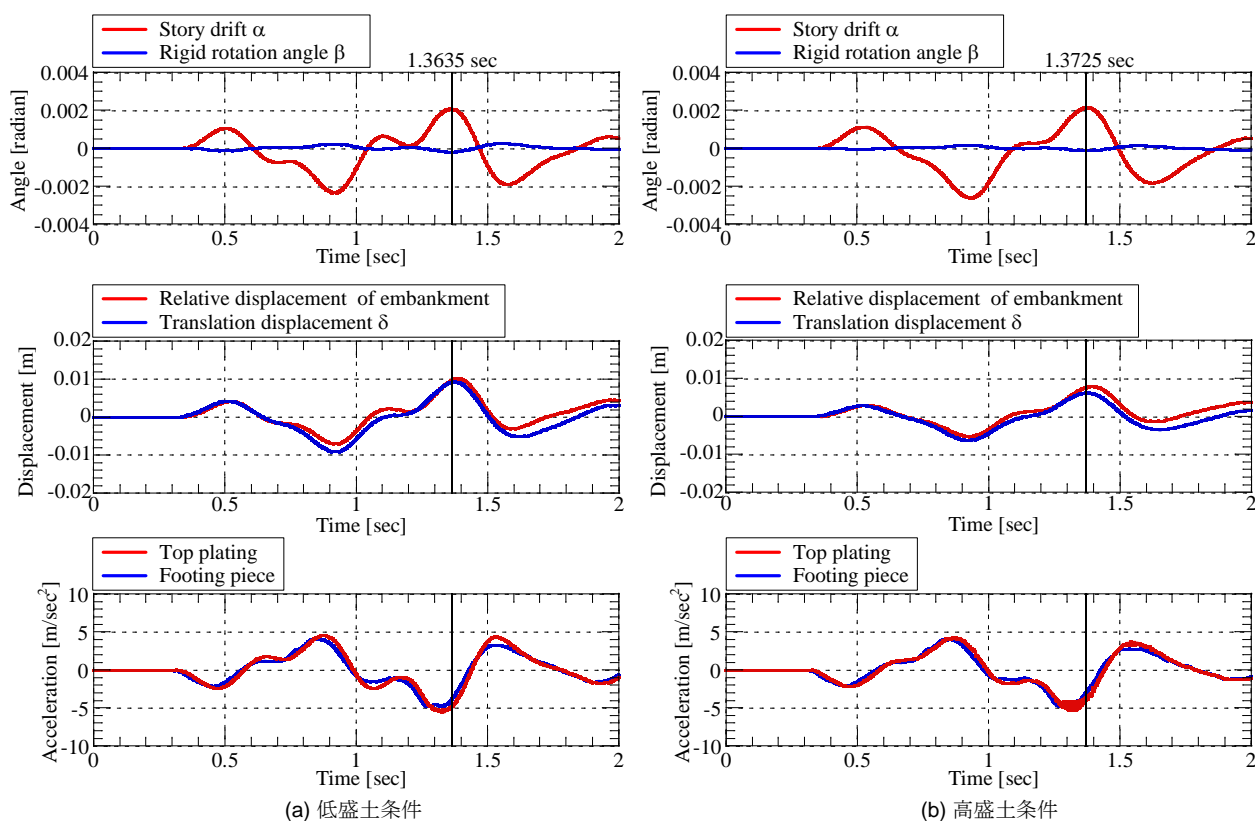


Fig. 5-34 Case-2 (剛結アーチモデル) におけるカルバートの変形モード

間変形角が同時刻でピークを迎えるはずであるが、本解析の結果においてはそのような結果とはならず、盛土の相対変位はむしろカルバートの剛体回転角とよい相関を示した。この理由としては、低盛土条件において、本解析で用いているボックスカルバートの剛性が周辺地盤よりも大きいことが理由であると考えられる。そのため、Fig. 5-31 (b) のような、せん断変形に比べて回転挙動が卓越したのだと考えられる。並進移動距離については、層間変形角や剛体回転角と比較して大きくなっており、ボックスカルバートでは部材が厚く重量が大きいため並進移動も大きくなることから分かる。

一方、高盛土条件においては、低盛土条件に比べてわずかではあるがピーク時の層間変形角が大きくなっていることがわかる。これは同一の部材厚で土被りが大きくなったため、上載荷重によるせん断変形の影響が大きくなったものと考えられる。さらに、盛土の相対変位との位相差は、低盛土条件よりも小さくなっていることが確認できる。これより、本解析で用いた断面では、高盛土条件下の方が地盤とボックスカルバートのせん断剛性比が小さくなっていることが予想できる。並進移動距離については、高盛土条件の方が小さくなっており、並進移動は上載荷重によって抑えられる結果となった。

(2) 剛結アーチモデル

Fig. 5-34 に Case-2 における各解析結果の時刻歴を示す。まず低盛土条件に着目すると、ボックスモデルに比べて層間変形角が大きくなっており、せん断変形が卓越することがわかる。また、層間変形角に比べて剛体回転角は常に小さく、さらに層間変形角とは逆向きに剛体回転角が生じていることも確認できる。これは、Fig. 5-28 において、左側の脚部に最大曲げモーメントが発生した際に左の底部において垂直応力が増加した挙動と一致する。それぞれの指標がピークをとる時刻を見ると、初めに慣性力が、続けて盛土の振動変位が覆工に作用し、その結果として同時刻にせん断変形、剛体回転、

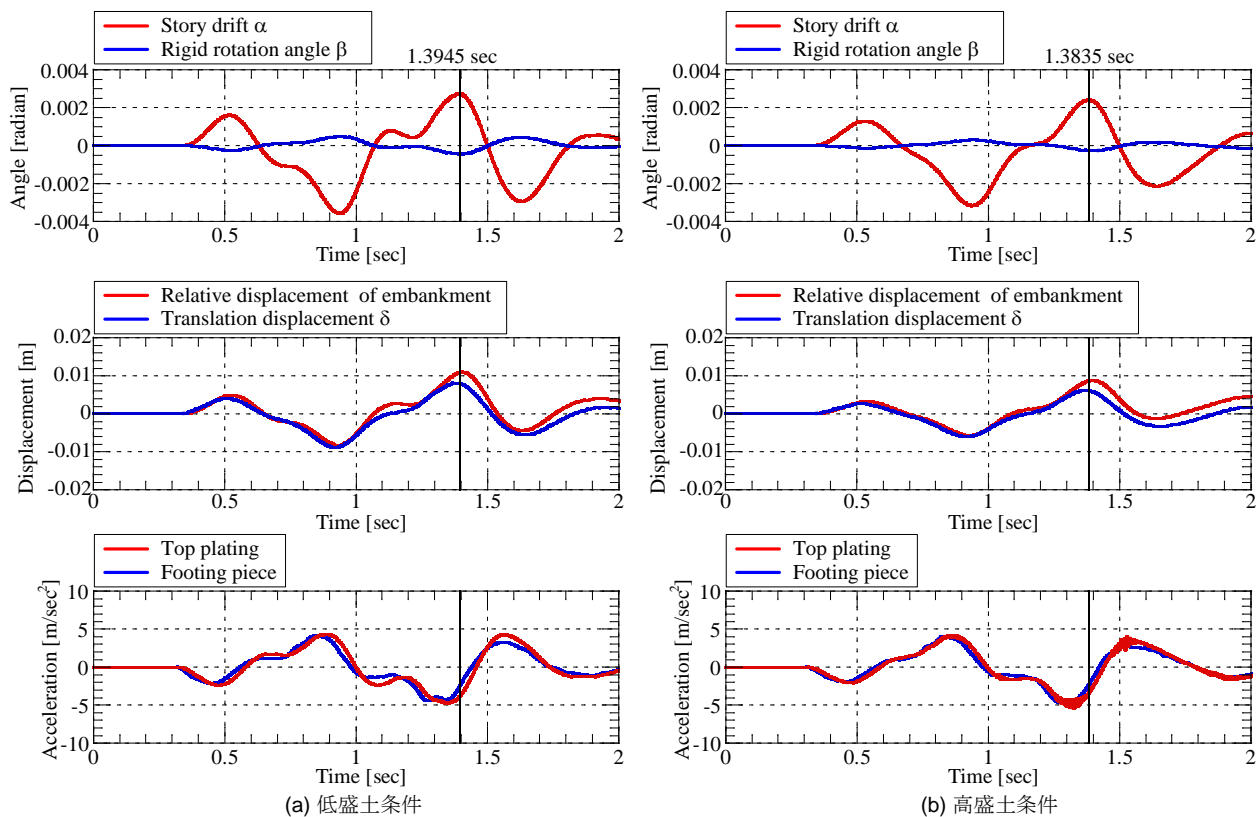


Fig. 5-35 Case-3 (2 ヒンジアーチモデル) におけるカルバートの変形モード

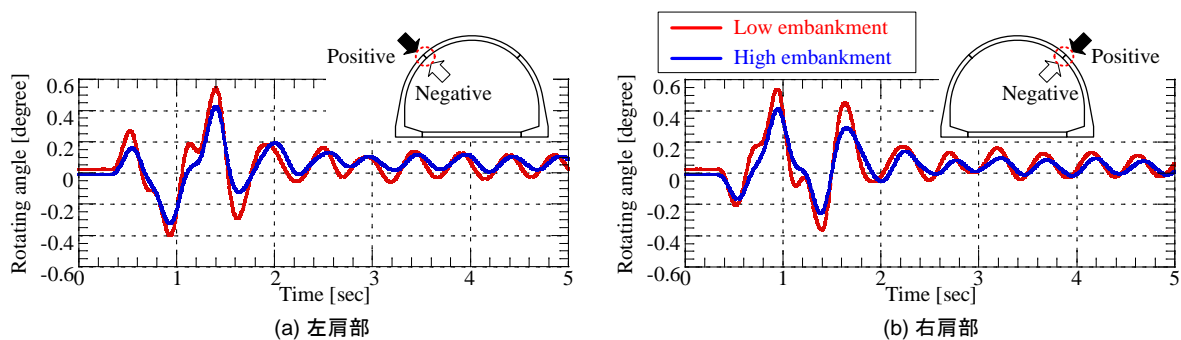


Fig. 5-36 Case-3 (2 ヒンジアーチモデル) におけるカルバートの変形モード

並進移動が発生している．これは剛性アーチカルバートと盛土が一体となって挙動していることを示している．

高盛土条件になると，本解析では盛土条件によらず同じ断面を用いているために層間変形角は低盛土条件よりやや大きくなるが，上載荷重の影響により並進移動距離 δ が小さくなる．これらの傾向についてはボックスモデルと同様であった．加えて，それぞれの指標がピークを示す時刻についても，低盛土条件と同様の傾向を示した．

(3) 2 ヒンジアーチモデル

Fig. 5-35 に Case-3 における各解析結果の時刻歴を示す．低盛土条件では，ボックスモデル，剛結アーチモデルに対してさらに層間変形角 α が大きくなっており，やはりせん断変形が卓越していることがわかる．その他の傾向は剛結アーチモデルと同様である．一方，高盛土条件では，Fig. 5-27, 29

の結果からも分かるように、低盛土条件と比較して層間変形角が小さくなっている。これは、土被りが大きくなると頂版直上の盛土によりヒンジ機能が抑制されたためであると考えられる。Fig. 5-36には、両盛土条件におけるヒンジ部の回転角の時刻歴を示す。同図からも、高盛土条件下によって、ヒンジ部の挙動が小さくなっていることが確認できる。本解析では、盛土高さによらずヒンジ部の回転剛性はゼロとして解析を実施しているが、実構造においてはコンクリート部材の突合せ構造であるために、軸力の増加に伴ってさらにヒンジ機能が抑制されることが予想される。

5.5 まとめ

本章では、従来型カルバートの適用範囲を越えるカルバートを施工する際の工法の選択および耐震性能の評価に資するデータの収集を目的に、カルバート横断方向の地震時挙動に関する検討を実施した。

まず、カルバートの構造形式と盛土高がカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために行った動的遠心模型実験より、以下の知見を得た。

- ① ボックスモデルは上部荷重を頂版の曲げおよび側壁の軸力で分担する支持機構である。さらに盛土高さが大きくなると側壁の軸力の増加が顕著となる。
- ② 剛結アーチモデルではアーチ構造により上部荷重を軸力として脚部に伝達する支持機構となる。低盛土条件では側方土圧が卓越するのに対し、高盛土条件では鉛直土圧が増加し、覆工全体が扁平に変形する。さらに地震時に働く断面力から、周辺地盤に追従し覆工全体が扁平に変形するようなモードとなる。
- ③ 2 ヒンジアーチモデルでは、初期状態における変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルとほぼ同様である。地震時には、肩部の曲げモーメントが発生しない分、剛結アーチに対して脚部の負担割合が大きくなる。
- ④ 本実験の範囲内であれば、本体にヒンジ機能を有するプレキャスト製アーチカルバートであっても、地震中に継手部から局所的な破壊が進展する可能性は低い。
- ⑤ 盛土条件はボックスモデルにおいて初期状態並びに地震時の覆工の変形にも影響を与えるのに対し、アーチカルバートでは、初期状態における断面力にのみ影響を与える。すなわち高盛土条件下においても、発生する断面力増分は低盛土条件と大きく変わらず、地震時における盛土高さの影響を受けにくい構造であると言える。

さらに、遠心模型実験を対象とした数値解析により得られた知見は以下の通りである。

- ① 本解析で用いた数値解析手法を用いることで、遠心模型実験におけるカルバートの地震時挙動を精度よくシミュレートすることが可能である。
- ② (a) 単純せん断変形, (b) 剛体回転, (c) 並進移動それぞれの変形モードの指標である層間変形角 α , 剛体回転角 β , 並進移動距離 δ により各構造形式におけるカルバートの挙動を把握できる。
- ③ ボックスモデルでは (c) 並進移動が卓越する。ただし、高盛土条件になると上載荷重により並進移動は抑えられる。本解析条件においては、(a) 単純せん断変形よりも (b) 剛体回転による影響が大きくなり、左脚部に最大曲げモーメントが発生する際には右側の底部において垂直応力が増加する。

- ④ 剛結アーチモデルは (a) 単純せん断変形が卓越，2 ヒンジアーチモデルではさらに (a) 単純せん断変形の傾向が強くなる．そのため，剛結，2 ヒンジアーチモデルの両方において，左脚部に最大曲げモーメントが発生する際には左側の底部において垂直応力が増加する．また，2 ヒンジアーチモデルでは，土被りが大きくなると頂版直上の盛土によりヒンジ機能が抑制される．

第6章 連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する検討

6.1 概説

本章では、従来型カルバートの適用範囲外とされる連続アーチカルバート盛土の耐震性に関して検討を行う。同構造の耐震性については、数値解析による検討³⁰⁾がわずかにある程度であり、実験的な研究は行われてこなかった。同構造の耐震性に最も影響を与える要因は、盛土内に連続して設置されるアーチカルバート同士の設置間隔（以後、ユニット間隔）であると考えられる。ユニット間隔が狭い場合には、地盤とアーチカルバートの相互作用により、地盤やアーチカルバートの挙動が単独で設置された場合と大きく変化することが懸念される。そこで本研究では、アーチカルバート同士のユニット間隔に着目し、地震時にユニット間隔がアーチカルバートおよび周辺地盤に与える影響を明らかにすることを目的に動的遠心模型実験とその数値解析を実施した。さらに、実験では実験土槽の制約からアーチカルバートを2つ設置した場合しか検討できなかったことを踏まえて、数値解析においては境界条件の制約を除いた場合についても検討を行い、同構造の動的挙動に対して考察を加えた。

6.2 連続アーチカルバート盛土の遠心模型実験条件

6.2.1 実験対象

本研究対象である連続アーチカルバート盛土では、盛土材として通常の盛土材の他に Picture 1-2 の現場のように軽量盛土が用いられる場合がある。軽量盛土を用いた場合には、地震時土圧が軽減されることや、締固めが不要でユニット間の盛土部分の施工管理が容易であることから、通常の盛土材を用いた場合に比べてユニット間隔を狭くすることが可能であると考えられる。しかし本実験では、ユニット間隔の違いによる基本的な動的挙動の解明を目的としているため、実験対象は7.5 mの砂質地盤上に通常の盛土材を用いて5.0 mの盛土工が施工された場合とした。また、本来は複数のプレキャストアーチカルバートが連続して設置されている場合を対象としているが、実験土槽の制約から、実験では2ユニット区間のみをモデル化した（Fig. 6-1）。さらに実験で用いたアーチカルバート模型に

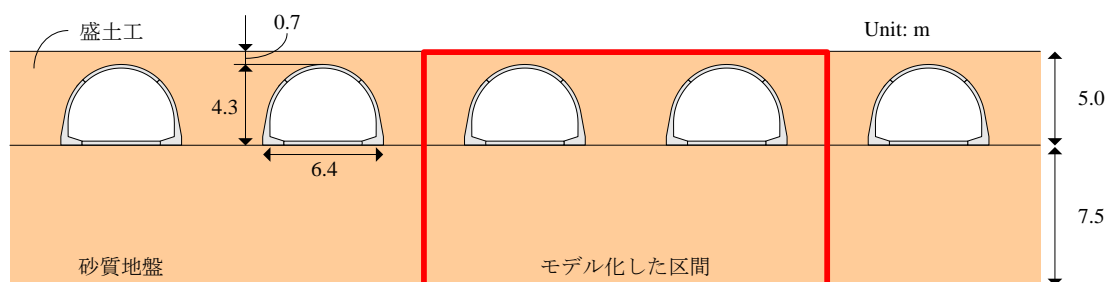


Fig. 6-1 実験対象

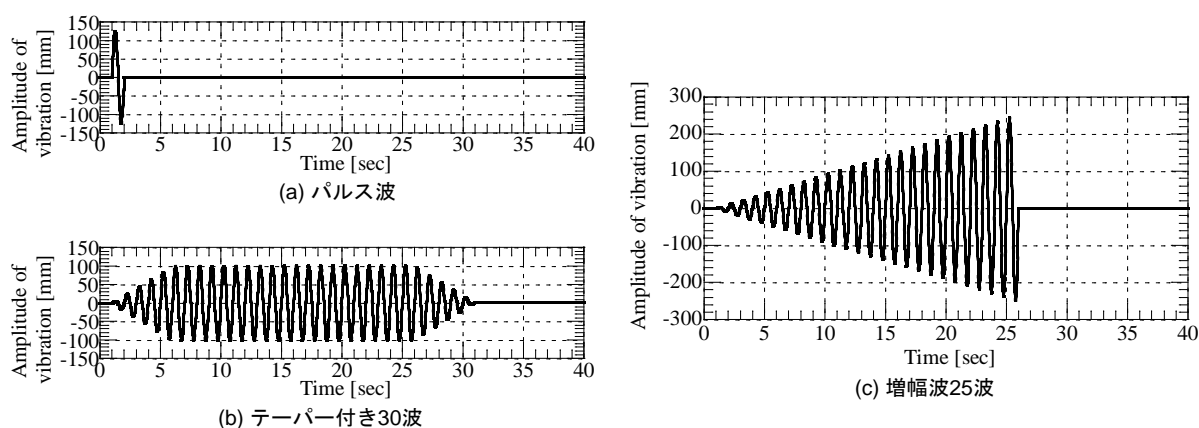





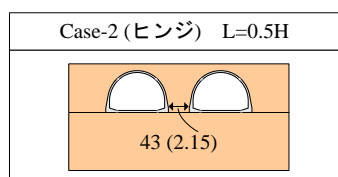


Fig. 6-2 入力波形

模型寸法 mm () 内はプロトタイプ寸法 m				
Case-0 No culvert	FEMのみ Case-1 L=0.25H	Case-2 L=0.5H	Case-3 L=1.0H	Case-4 L=1.5H
	 21.5 (1.075)	 43 (2.15)	 86 (4.3)	 129 (6.45)

(a) 剛結モデルを用いた検討



(b) ヒンジモデルを用いた検討（増加波のみ）

Fig. 6-3 実験ケース

関しては、ユニット間隔の影響をより明確にするために、肩部が剛結の剛結アーチモデルを基本とした（Picture 3-2 (b)）。

6.2.2 入力波

入力波は、第4章、5章と同様に、周波数 1 Hz の正弦波を用いることとし、遠心力载荷装置に取り付けられた振動载荷装置に変位制御で入力した。ただし、本章においては、周波数 1 Hz で以下の 3 種類の入力波で実験を行った（Fig. 6-2）。

- 周波数 1 Hz のパルス波
- 周波数 1 Hz のテーパ付き正弦波 30 波
- 周波数 1 Hz の増加波 25 波

ここで増加波とは、加振に伴い振幅が徐々に増加していく波形と定義している。3 種類の入力波を用意したのは、それぞれ、(a) シンプルな波形でユニット間隔の違いによる応答特性を詳細に把握するため、(b) 実際の地震波に近い入力波を与えることで、より現実に近い地震時挙動の検討を行うため、(c) 大きな応力レベルでの挙動を把握する、ためである。



Picture 6-1 作製した模型地盤 (Case-3)

6.2.3 実験ケース

本実験では、アーチカルバートのユニット間隔が同構造の耐震性に与える影響を明らかにすることを目的としている。そこで、ユニット間隔 L をパラメータとして、アーチカルバートの高さ H を基準に L を $0.25H$, $0.50H$, $1.00H$, $1.50H$ の 4 ケースを想定した。ただし、ユニット間隔が最も狭い $L=0.25H$ については計測器配置の関係から実験では実施できなかったために、数値解析のみで検討を行った。またアーチカルバートを含むケースに加えて、比較のためにアーチカルバートを含まない盛土のみの場合でも実験を行った。さらに、第 5 章で検討したように、アーチカルバートの肩部が完全なヒンジ構造になっている場合は、脚部に大きな曲げモーメントが発生することを考慮し、増加波のみ $L=0.50H$ の位置にヒンジモデルのアーチカルバートを 2 つ設置し、検討を行った。Fig. 6-3 に実験ケースをまとめ、Picture 6-1 に作製した模型地盤の一例を示す。

6.2.4 計測項目

Fig. 6-4 に実験模型の概略および計測器配置を示す。本実験における計測項目は以下の通りである。

- ① アーチカルバートユニット間の地盤の応答加速度
- ② ユニット中央、およびアーチカルバート頂部における地表面変位
- ③ アーチカルバート設置面の下部地盤における鉛直土圧
- ④ アーチカルバートに発生するひずみ

なお、本実験ではアーチカルバートの下部地盤の鉛直土圧の計測を試みた。通常土圧を計測する際には、反力を得るために土槽の底部や壁面に土圧計を設置するのが一般的である。また、本実験のように模型に作用する土圧を計測する際には、模型に土圧計を埋め込む形で設置する。しかしながら、本実験ではアーチカルバートをモルタルで作製している上に、模型の厚みが非常に薄いために土圧計を埋め込むのが困難であったため、Picture 6-2 に示すような台座を作製し、アーチカルバートの下部に設置した。この際、十分に反力を得るために、台座には長さ 30 mm の釘を 5 本取り付けられている。

6.2.5 実験手順

本実験の実験手順は以下の通りである。

- ① 加速度計がユニット中央の所定の位置に配置されるように、加速度計を吊り上げる。
- ② 気中落下法により、相対密度 85% になるように基礎地盤を作製する。

- ③ 地表面を平らに整形し，アーチカルバートを設置する下部地盤に土圧計を設置する．
- ④ 土圧計設置後アーチカルバートを設置する高さまで地盤を作製する．
- ⑤ 設置面を整え，アーチカルバートを設置する．
- ⑥ 基礎地盤と同様の方法で盛土を作製する．
- ⑦ 土槽を遠心力载荷装置にセットし，遠心加速度 50G を载荷する．
- ⑧ 遠心加速度が 50G に達した後，加速度を安定させるため 5 分間そのままにする．
- ⑨ 加速度が安定したのを確認後，振動载荷装置によって加振する．

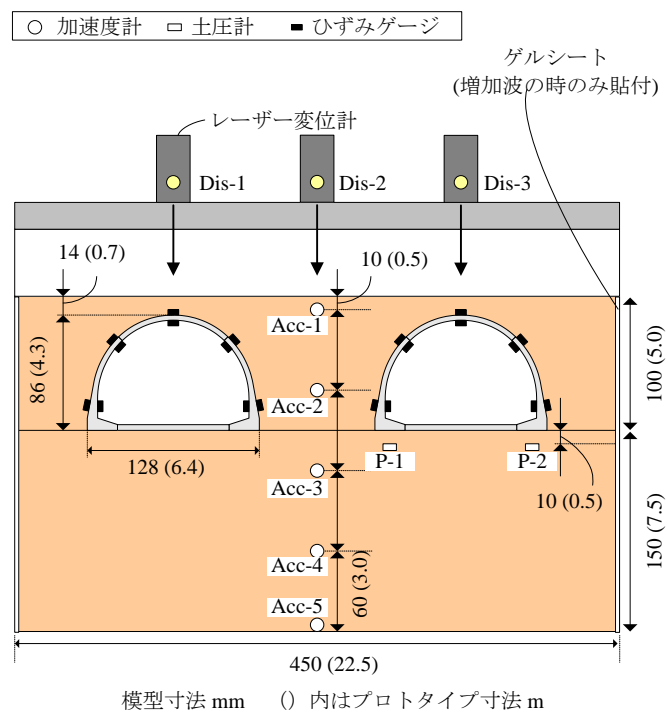
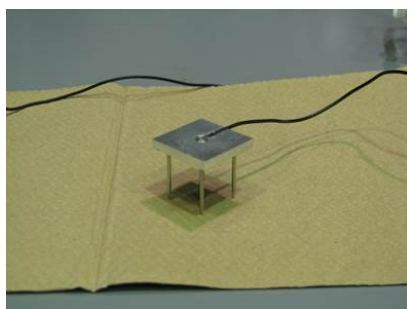
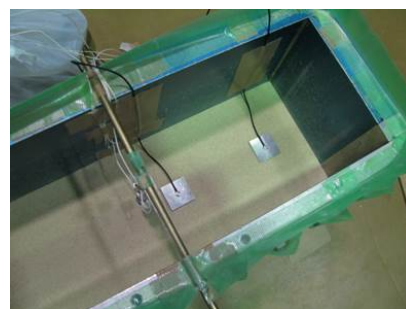


Fig. 6-4 実験模型および計測器配置 (Case-3)



(a) 台座に設置した土圧計



(b) 地盤中に設置した様子

Picture 6-2 アーチカルバート下部地盤に設置した土圧計

6.3 連続アーチカルバート盛土の遠心模型実験結果

以下ではまず、パルス波を入力した際の結果を用いてユニット中央の応答加速度とアーチカルバートに発生する断面力について基本的な挙動を考察する。その後、テーパ付き 30 波の結果を用いて地震時挙動の考察を深め、最後に増加波の結果を用いて強地震に対する挙動を考察する。なお、以下に示す結果は、特に表記がない限りプロトタイプ換算した値を用いることとする。

6.3.1 パルス波を入力した際の結果

(1) ユニット中央の地盤の応答加速度

Fig. 6-5 に、ユニット中央の地盤における応答加速度の時刻歴を示す。応答加速度の時刻歴ではすべてのケースで同様の結果が得られたため、図にはアーチカルバートを含まない Case-0 とユニット間隔 $L = 1.00H$ の Case-3 の結果のみを示す。以下では主に最大応答加速度に着目して考察を行う。Fig. 6-6

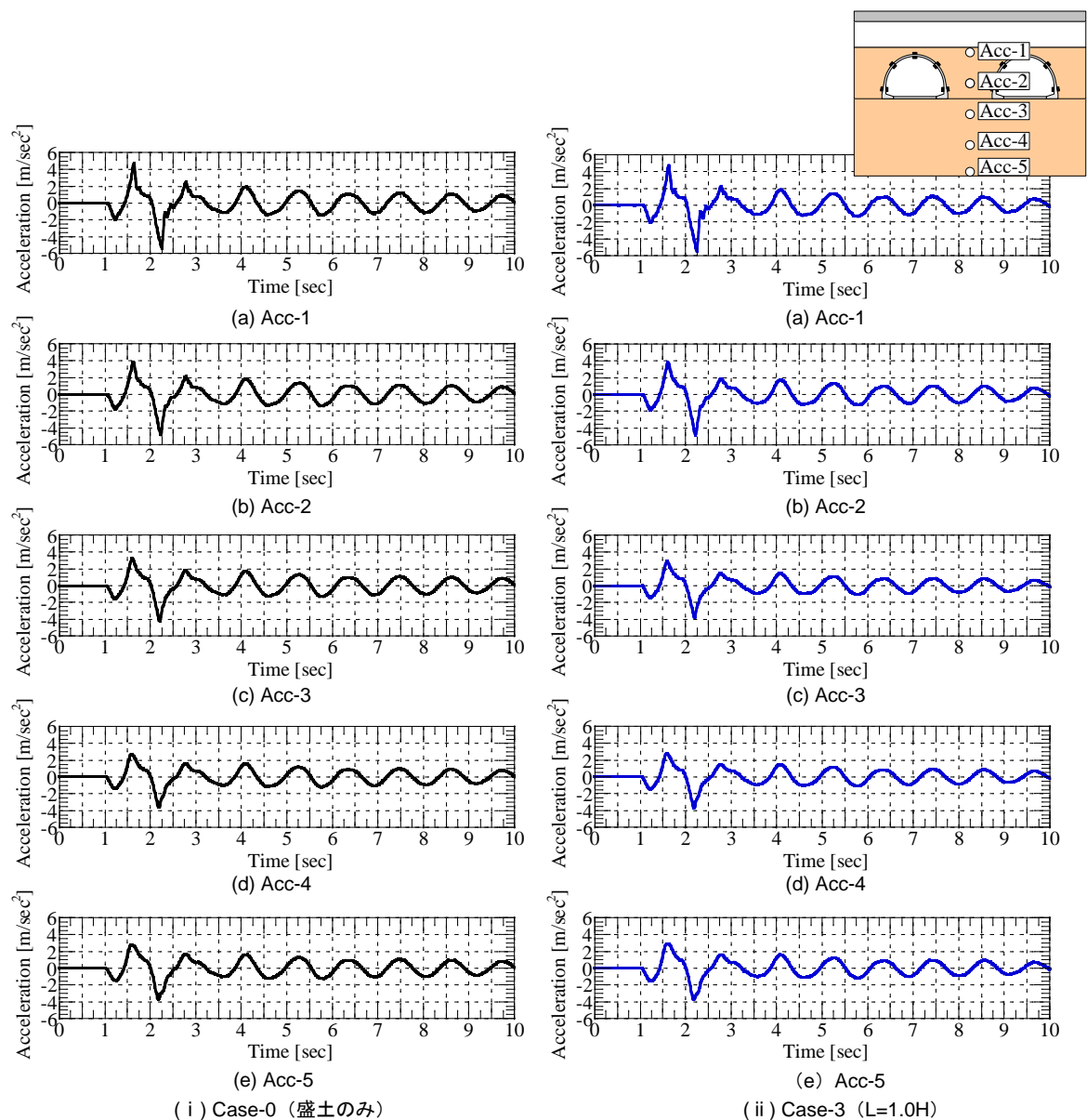


Fig. 6-5 ユニット中央の応答加速度の時刻歴

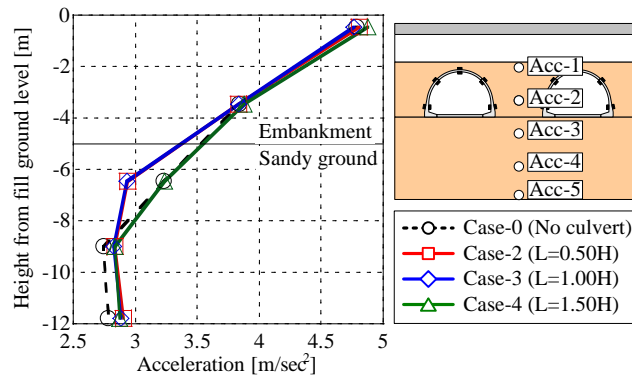


Fig. 6-6 ユニット中央の応答加速度の最大値

にユニット間の地盤の最大応答加速度を示す。図より、アーチカルバートを含まない Case-0 は、地表面から約 9 m の位置まで土槽底部と最大応答加速度がほぼ等しいが、その後一定の割合で加速度が増幅していることがわかる。アーチカルバートを含む他のケースでは、ユニット間隔が最も広い Case-4 だけが Case-0 と同様の結果となる。これは、Case-4 ではユニット間隔が十分に広いために、ユニット中央の地盤がアーチカルバートの影響を受けなかったためであると考えられる。一方、盛土部分においては、アーチカルバートの有無、ユニット間隔の違いは確認できなかった。

(2) アーチカルバートに発生する断面力

Fig. 6-7 に、(a) 初期状態、(b) 右側脚部最大曲げモーメント発生時、(c) 左側脚部最大曲げモーメント発生時、(d) 残留状態、における曲げモーメント分布を示す。図中の点線は曲げひび割れ発生モーメントを示している。また、Fig. 6-8 には、それぞれの同時刻における軸力の分布を示す。ここで、曲げモーメントおよび軸力の算出方法は第 5 章と同様であり、曲げモーメントはアーチカルバートの内側に引張りが生じる場合を正、軸力については圧縮を正と定義している。

まず初期状態に着目すると、2 つのアーチカルバートを近接して設置した場合においても、脚部で土被りを支える形で軸力が最大になり、曲げモーメントは肩部においてほとんど発生しない結果であった。これは、第 5 章においてアーチカルバートを単体で設置したときに発生する断面力と同様の結果である。地震力によりアーチカルバートが変形する場合には、左右に 2 つ設置したいずれのアーチカルバートにおいても外側に引張りが生じる脚部に大きな曲げモーメントが発生する。しかしながら、地表面付近の応答加速度が 5.5 m/sec^2 程度である今回の実験では、どの部材もひび割れ発生モーメントに至らなかった。一方、軸力の分布をみると、初期状態において左側のアーチカルバートでは Case-3 において頂部と両脚部の軸力が他のケースと比較して小さくなっている。また右側のアーチカルバートでは、今回は下部地盤において土圧計測を試みた関係から、Case-4 の脚部において他のケースよりも大きな軸力が発生している。ただしこれらの現象は、ユニット間隔の影響よりは実験を実施する上での設置などの問題が顕著に表れたのだと考えられる。アーチカルバートが変形した場合、左右に設置した 2 つのアーチカルバートのうち、前方に設置したカルバートにおいて軸力が大きくなる結果となった。これは、今回の実験では剛性土槽を用いているため、前方のカルバートにおいてその影響がより大きく出たためであると考えられる。残留曲げモーメントでは、土槽壁面付近の脚部においてわずかに曲げモーメントが大きくなる傾向があったが、その他の位置においては初期状態と同程度であり、このレベルの地震動であれば、アーチカルバートおよび周辺地盤が初期状態から大きく変形していないことが確認できる。また、いずれの状態においても、曲げモーメント、軸力共にすべてのケー

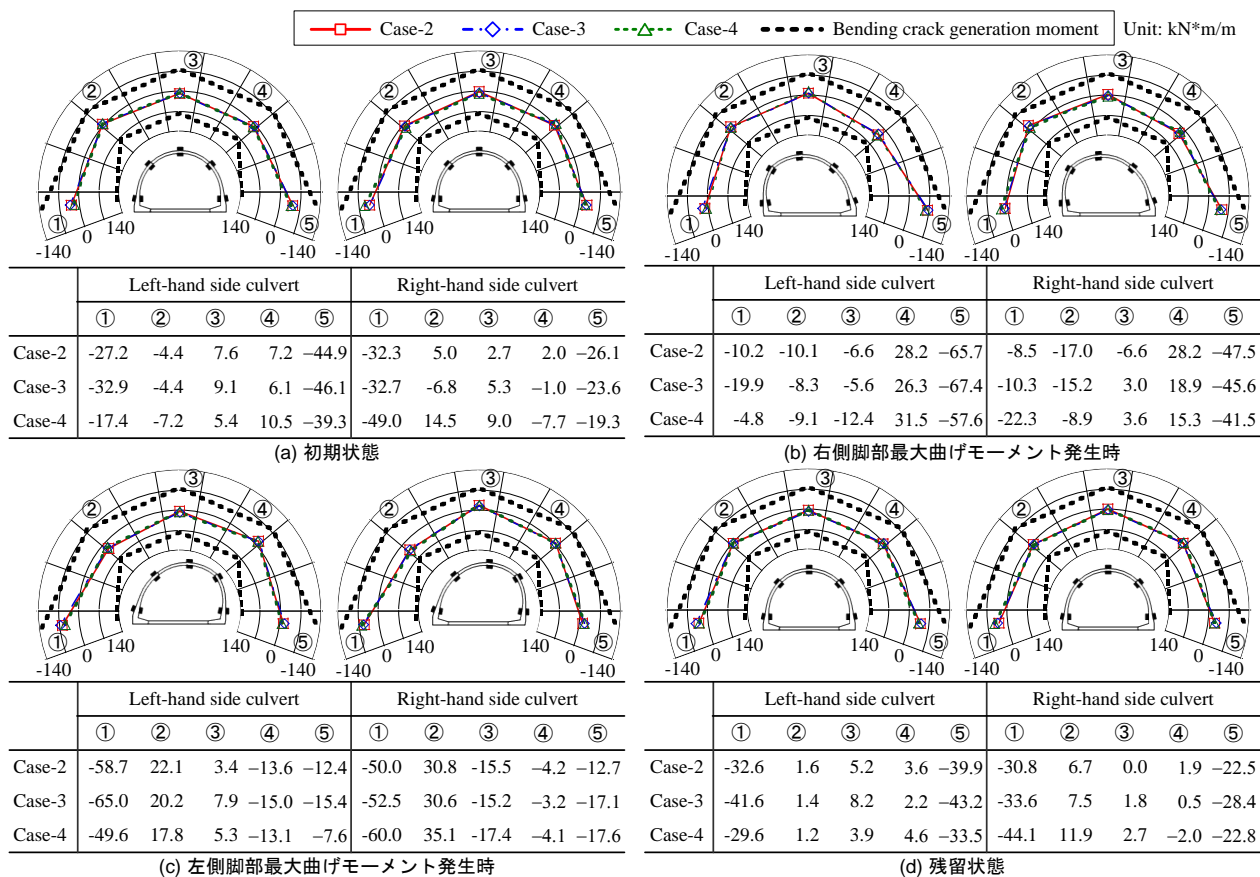


Fig. 6-7 曲げモーメント分布

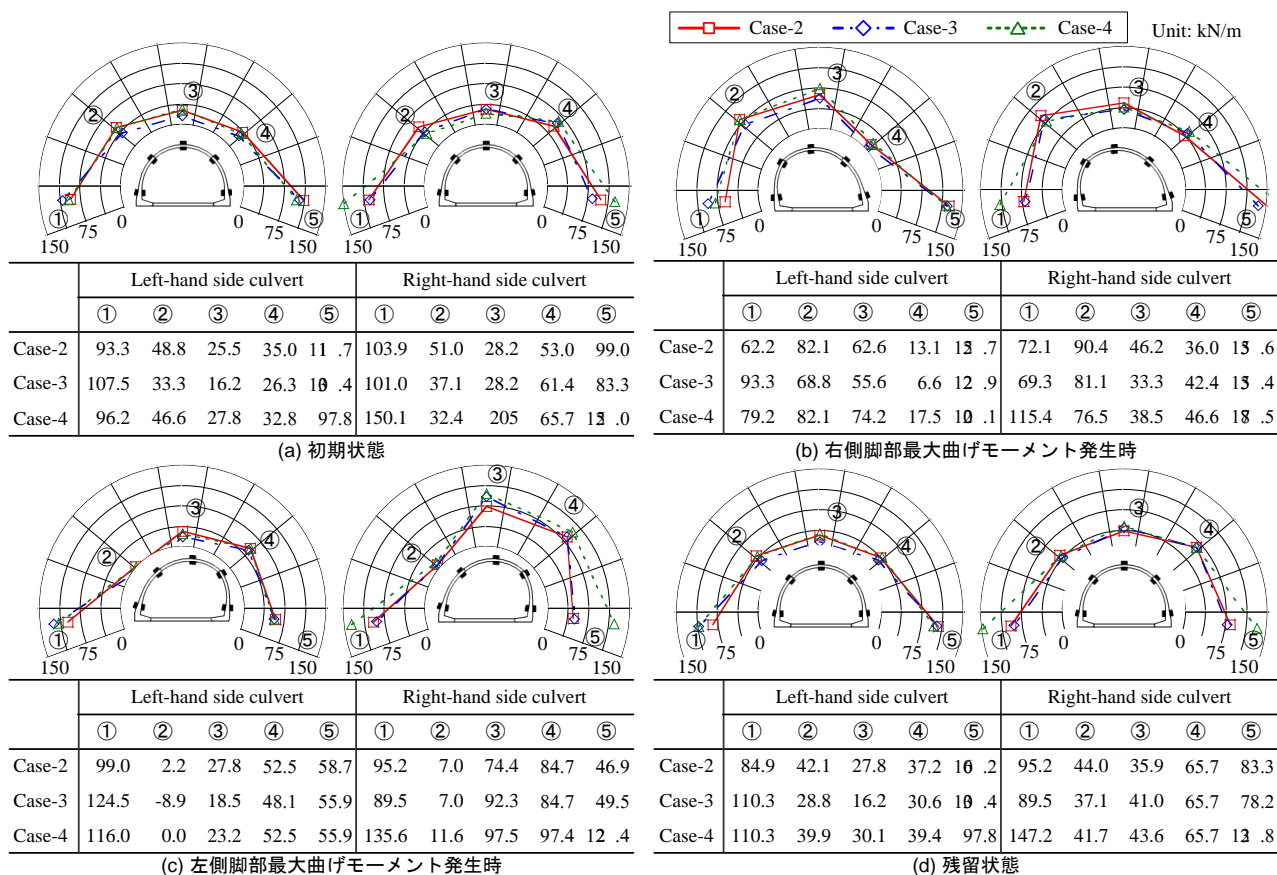


Fig. 6-8 軸力分布

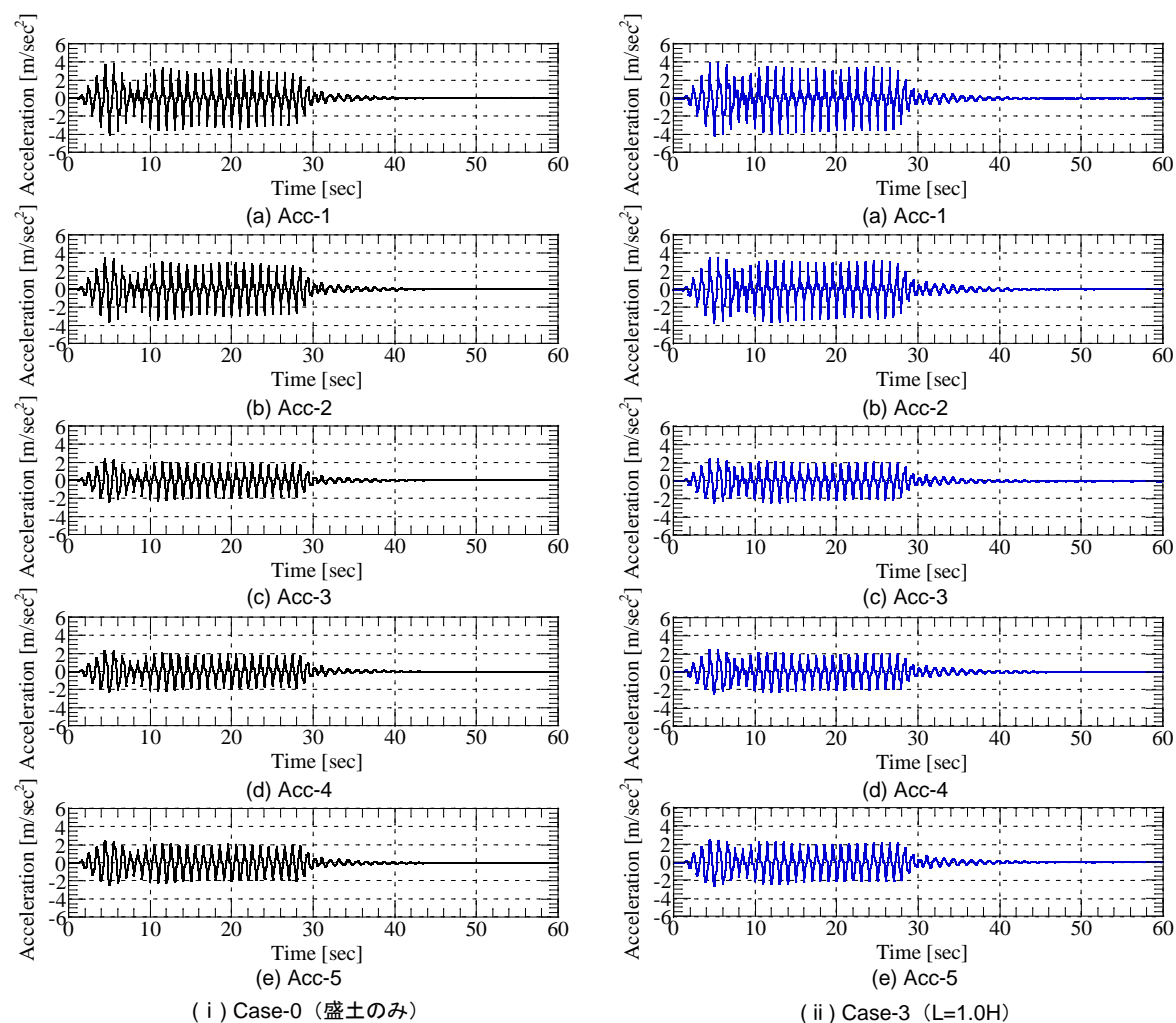


Fig. 6-9 ユニット中央の応答加速度

スでほぼ同じ傾向を示し、ユニット間隔による大きな差は見られなかった。

6.3.2 テーパー付き 30 波を入力した際の結果

(1) ユニット中央の地盤の応答加速度

Fig. 6-9 に、盛土のみの Case-0 とユニット間隔 $L = 1.00H$ の Case-3 におけるユニット中央の地盤の応答加速度の時刻歴を示す。両ケースとも振動台で計測された最大応答加速度は 2.00 m/sec^2 程度であり、土槽底部においてもほぼ振動台と同様の値を示す。その後、地表面に近づくにつれて次第に加速度が増幅していき、地表面付近 (Acc-1) の最大応答加速度は 4.00 m/sec^2 程度にまで増幅していることが確認できる。Acc-1 で計測された最大加速度は、Case-0,2,3,4 でそれぞれ $4.07, 4.15, 4.15, 4.10 \text{ m/sec}^2$ であった。最大加速度については、パルス波の結果と同様に、ケース間で多少の差はあるもののアーチカルバートの有無やユニット間隔の違いによる明確な差は見られなかったため、周波数による検討を行った。Fig. 6-10 に、盛土のみの Case-0 とユニット間隔 $L = 0.50H$ の Case-3 における地表面付近 (Acc-1) と振動台の応答加速度のフーリエ・スペクトルをそれぞれ示す。図より、Case-0,3 の両方で入力した 1 Hz 付近の周波数が卓越していることが確認できる。振動台と Acc-1 のフーリエ・スペクトルを比較すると、振動台に比べて Acc-1 の方が、 1 Hz 付近を始め複数の周波数でフーリエ・スペクトル

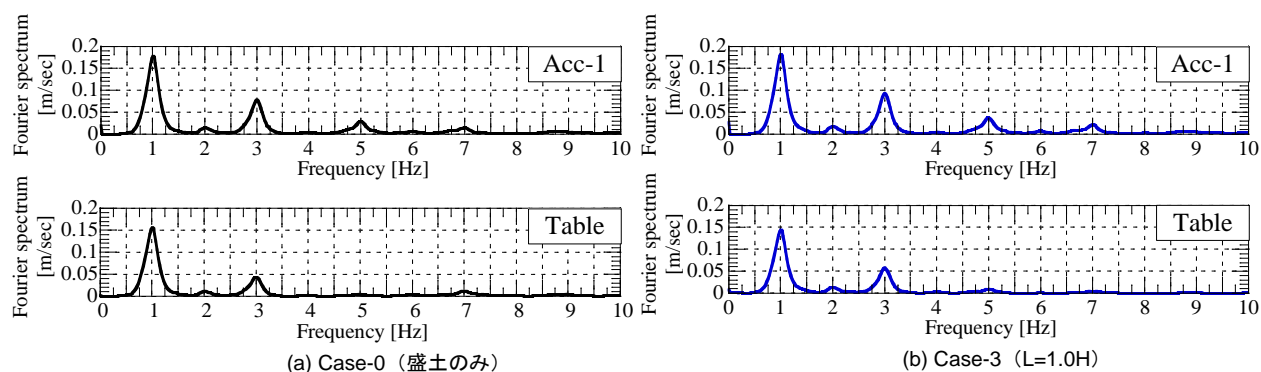


Fig. 6-10 ユニット中央の応答加速度のフーリエ・スペクトル

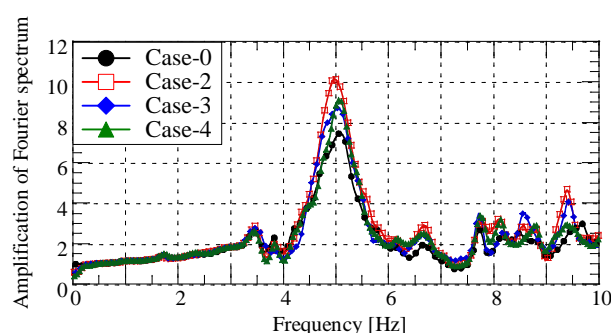


Fig. 6-11 フーリエ・スペクトルの増幅率

ルの値が大きくなっていることがわかる。これは、地震波が地表面付近へと伝わる過程で、加速度の絶対値だけでなく、周波数成分も増幅しているためである。そこで、周波数成分の増幅を評価するために、Fig. 6-11 に Acc-1 のフーリエ・スペクトルを振動台のフーリエ・スペクトルで除したフーリエ・スペクトルの増幅率を示す。ここで増幅率は、土槽底部から入力した地震波が地表面へと伝わる過程で、どの周波数帯の波が顕著に増幅しているかを表している。これにより、構造体として特に注意すべき周波数帯を知ることができる。盛土のみの Case-0 をみると、5Hz 付近の増幅が顕著であることが確認できる。アーチカルバートを含む Case-2～4 では、盛土のみの Case-0 に比べて、5Hz 付近の増幅がさらに大きくなることがわかる。特に、ユニット間隔の最も狭い Case-2 では盛土のみの Case-0 と比較して 4 割程度大きくなることが確認できた。このことから、アーチカルバートを含む場合は、加速度の増幅が顕著である周波数は盛土のみの場合と変わらないが、その付近の加速度増幅をより強めることが考えられる。

(2) 地表面変位

Fig. 6-12 に、左側のアーチカルバート頂部 (Dis-1) とユニット中央 (Dis-2) における地表面変位の時刻歴を示す。アーチカルバートを含まない Case-0 については、Case-3 ($L = 1.00H$) と同様の位置で計測を行っている。まずアーチカルバートを含む Case-2～4 に着目すると、ユニット間隔が狭くなるほどユニット中央の地表面変位が小さくなることが確認できる。これは、ユニット間隔が狭い場合には、ユニット間の盛土部分の体積が小さくなるために、下部の地盤が負担する重量が小さくなったことで、加振中のせん断に伴う圧縮量が小さくなったためであると考えられる。また、ユニット間隔が狭い場合には、アーチカルバートと地盤の摩擦により地盤の滑り込み沈下が抑制されることも原因

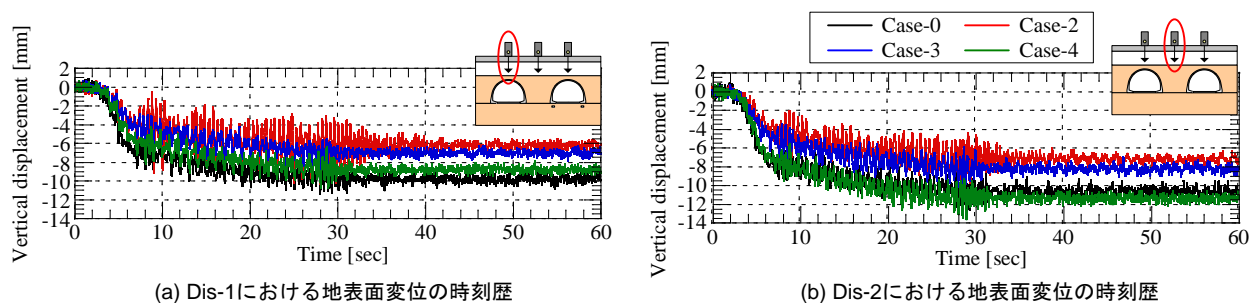


Fig. 6-12 各計測点における地表面変位の時刻歴

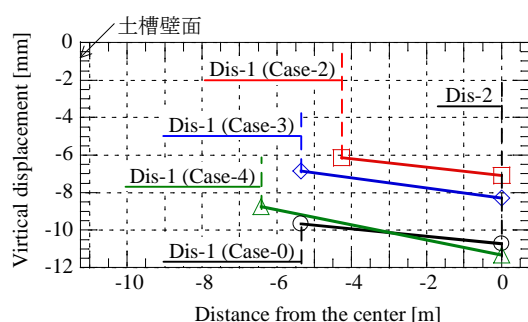


Fig. 6-13 各計測点での最終変位

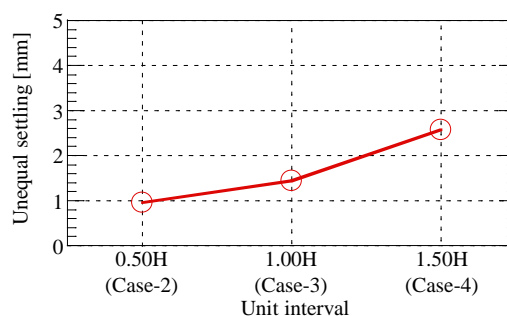


Fig. 6-14 不同沈下量

として考えられる．一方，アーチカルバート頂部の地表面変位においても，ユニット間隔が狭くなるほど変位量が小さくなることがわかる．これは，ユニット中央の地表面変位が小さくなったことで，アーチカルバート上部の地盤がアーチカルバートの形状に沿って変位する量が小さくなったためであると考えられる．ただし本実験では，土槽の制約上2ユニット区間のみをモデル化しているため，ユニット間隔を狭めた場合にはアーチカルバートと土槽壁面との距離は逆に広がる．上述した盛土部分の体積に関する考察に基づくと，アーチカルバートと土槽壁面の間の地盤においては，ユニット間隔が狭いケースほど地表面変位が大きくなると考えられるが，実験後の地表面の観察によると，いずれのケースも地盤の圧縮による沈下に加えて土槽壁面の近傍で地盤が壁面から離れる際に発生する主働楔による沈下も確認された．アーチカルバート頂部の沈下については，ユニット中央の沈下量だけでなくアーチカルバートと土槽壁面の間の盛土部分における沈下量も関係していると考えられるが，本実験においてはユニット中央の沈下量に大きく影響されるような結果となった．つぎに，アーチカルバートを含む Case-2～4 とアーチカルバートを含まない Case-0 について比較すると，ユニット中央においては，Case-0 と Case-4 でほぼ等しい沈下量が生じており，ユニット間隔が最も広い Case-4 では隣接するアーチカルバートの影響が小さくなったと考えられる．これより，ユニット間隔を一定以上離すと，それぞれのアーチカルバートは単体で設置された場合に近づくことが予想される．Fig. 6-13 には，各計測点での最終地表面変位を示す．横軸は，土槽壁面からユニット中央までにおけるそれぞれの計測位置を示している．また Fig. 6-14 には Dis-1 と Dis-2 における不同沈下量を示す．これらより，ユニット間隔を狭くするとそれぞれの計測点での沈下量が小さくなるだけでなく，相対的に不同沈下量も小さくなることがわかる．これらの地表面変位に関する傾向は，他の入力波（パルス波，増加波）の場合も同様であった．

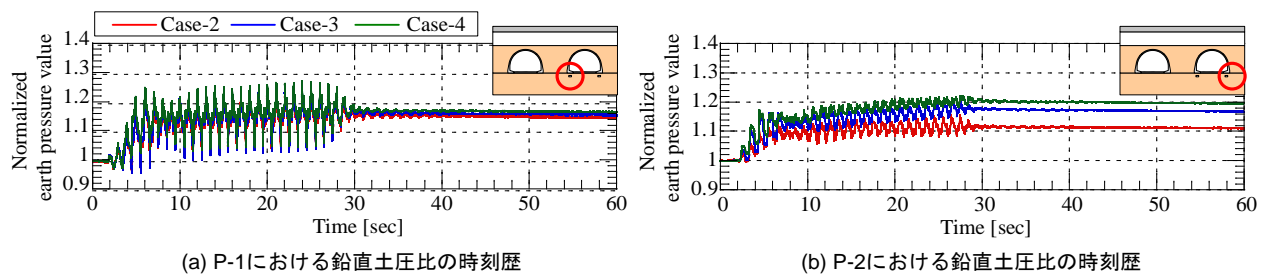


Fig. 6-15 アーチカルバート下部地盤における鉛直土圧比の時刻歴

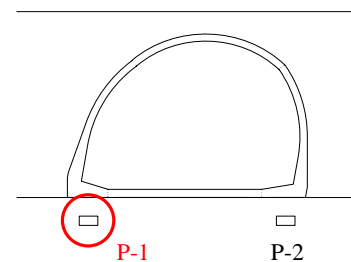
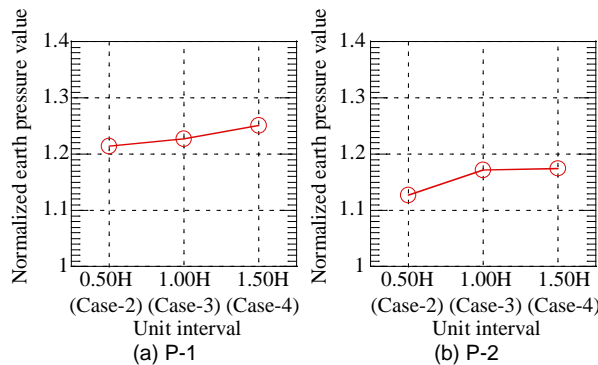


Fig. 6-16 加振直後から 10 秒後の鉛直土圧比の最大値 Fig. 6-17 P-1 が最大となる時の変形モード

(3) アーチカルバート下部地盤の鉛直土圧

Fig. 6-15 に、向かって右側に設置したアーチカルバートの下部地盤に発生した鉛直土圧比の時刻歴を示す。ここで鉛直土圧比とは、各ケースにおける計測値を初期値で正規化した値と定義している。ここで、各ケースにおける初期値は Case-2~4 のそれぞれで P-1 が 184 kPa, 216 kPa, 180 kPa, P-2 が 186 kPa, 171 kPa, 143 kPa であり、ややばらつきが大きな結果となった。Fig. 6-15 より、加振中は繰り返しのせん断によるアーチカルバートおよび周辺地盤の沈下に伴って、鉛直土圧比が増加していき、加振後は初期よりも大きな鉛直土圧が発生することが確認できる。P-1 と P-2 を比較すると、P-1 ではいずれのケースも同様の挙動を示すのに対して、P-2 ではユニット間隔が広いケースの方が、加振中の鉛直土圧比の増加が顕著であることがわかる。これは、P-2 ではユニット間隔による影響に加えて、前節でも述べたように、土槽壁面の近傍において地盤が壁面から離れる際に生じる主働楔による沈下の影響を受け易いためであると考えられる。そこで、主働楔による地盤の沈下が比較的小さく、ユニット間隔による影響が大きいと考えられる加振直後から 10 秒後までに着目し、それぞれの最大鉛直土圧比を Fig. 6-16 に示す。ここで、次節のアーチカルバートに発生する断面力とも関連するが、P-1 において鉛直土圧比が最大となる時刻におけるアーチカルバートの変形モードは、曲げモーメントの値から Fig. 6-17 に示すようなモードである。同図に示すように、アーチカルバートが右に傾くようにせん断変形した際、左底部の鉛直土圧が増加する現象は第 5 章における数値解析においても同様の結果を得ている。Fig. 6-16 より、P-1 と P-2 の両方において、ユニット間隔が広くなるにつれて最大鉛直土圧比が大きくなることが確認できる。これは、アーチカルバートは周辺地盤に追従するように挙動すると考えられるため、ユニット間隔が狭いケースほどアーチカルバートを含む周辺の地盤の剛性が相対的に増加し、せん断力によるアーチカルバートと周辺地盤の変形が抑制されるためであると考えられる。またこの理由により、アーチカルバート下部地盤の鉛直土圧に関しても、ユニット間隔を一定以上離すと、それぞれのアーチカルバートは単体で設置された場合に近づくことが予想される。

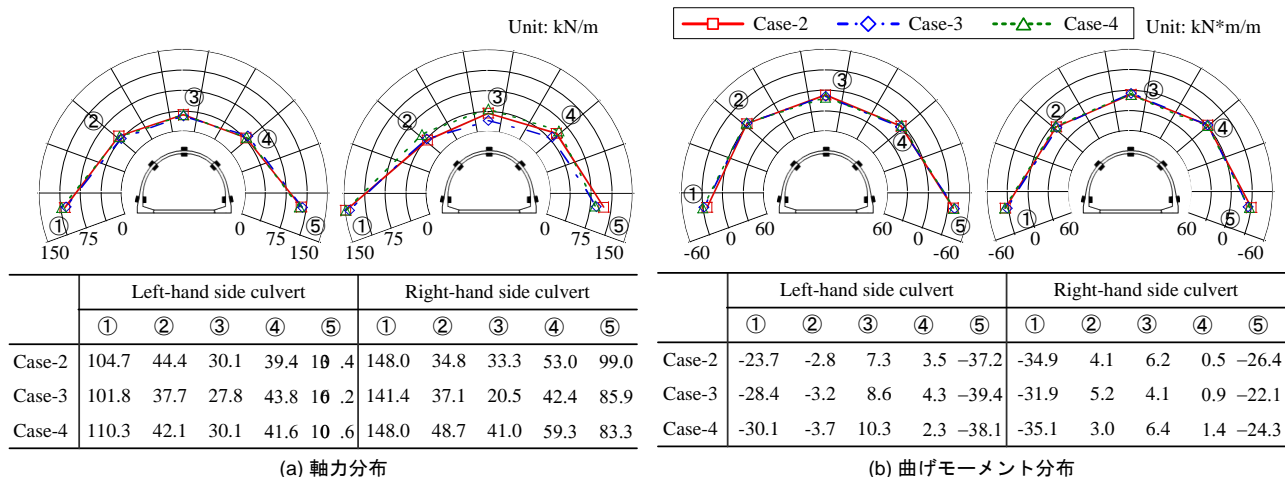


Fig. 6-18 初期状態における断面力分布

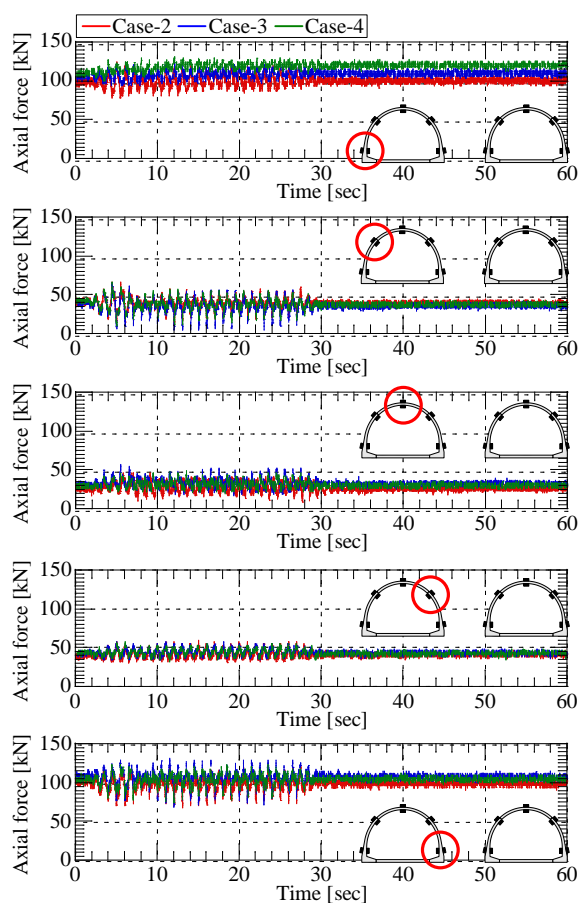


Fig. 6-19 各位置における軸力の時刻歴

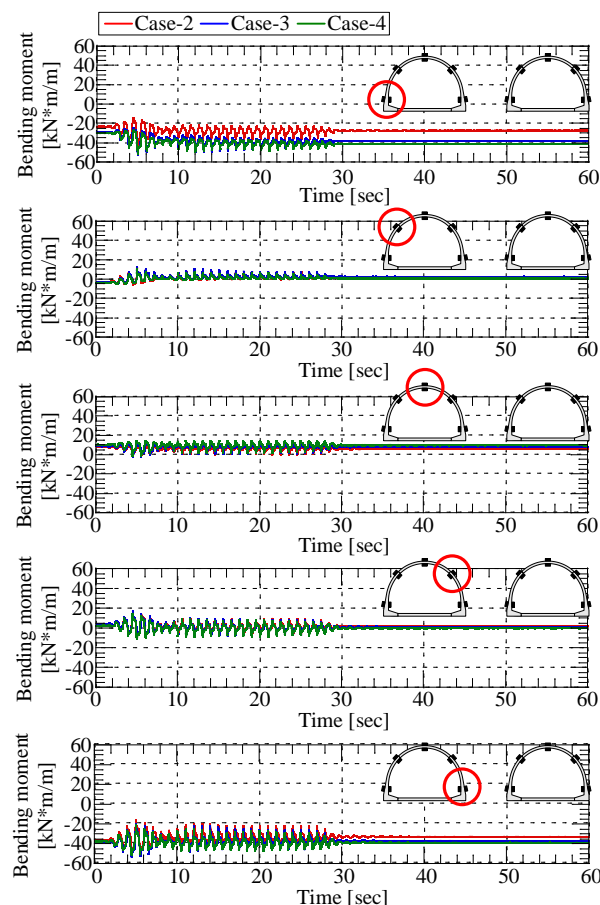


Fig. 6-20 各位置における曲げモーメントの時刻歴

(4) アーチカルバートに発生する断面力

Fig. 6-18 に、初期状態において左右のアーチカルバートに発生する軸力と曲げモーメントの分布をそれぞれ示す。これまでと同様、軸力は圧縮を正、曲げモーメントは覆工の内側に引張りが生じる場合を正と定義している。初期状態の断面力分布は、パルス波を入力したときと同様である。次に向かって左側に設置したアーチカルバートに注目し、それぞれの位置における初期状態からの軸力と曲げ

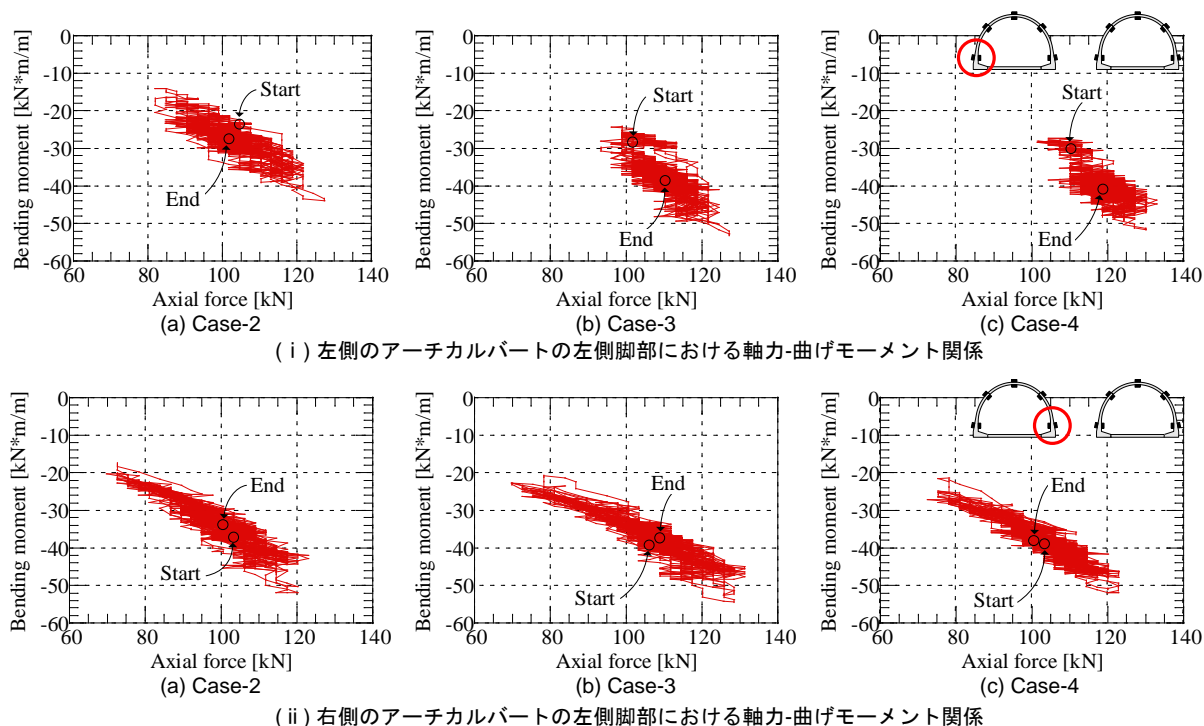


Fig. 6-21 左側のアーチカルバートの両脚部における軸力-曲げモーメント関係

モーメントの挙動を示したのが Fig. 6-19, 20 である。Fig. 6-19 より、加振後は左側の脚部において沈下に伴って若干軸力が増加するが、他の位置においては概ね初期状態と等しい軸力となった。曲げモーメントに関しても、同位置において沈下に伴う増加が見られた。曲げモーメントについてケース間を比較すると、Case-2 の左側脚部のみ初期状態から他のケースと異なるが、加振開始からの挙動は左側脚部も含めていずれの位置においてもケース間で同様の傾向を示すことがわかる。また、パルス波の時と同様に脚部において大きな曲げモーメントが発生する。一般的に、軸力と曲げを同時に受けるコンクリート部材においては、それら 2 つの作用の仕方によって断面内の応力度分布が変化する。そのため軸力と曲げモーメントを総合して検討する必要がある。そこで、軸力と曲げモーメントが最大となる脚部に着目して、両者の関係について検討する。Fig. 6-21 は、向かって左側に設置したアーチカルバートの両脚部における軸力-曲げモーメント関係を示したものである。まず左側脚部をみると、上述したように Case-3, 4 では軸力、曲げモーメント共に初期値よりも大きな値で挙動し、最終的には初期値よりも大きな値となる。この理由としては、アーチカルバートの沈下によるものと考えられるが、ユニット間隔が広い Case-3 や Case-4 では、土槽壁面との距離が小さくなるために、土槽境界の影響もあるものと考えられる。一方、右側の脚部を見ると、こちらはいずれのケースにおいても初期値を中心に挙動し、残留値もほとんど発生しないことが確認できる。これより、アーチカルバート同士が近接している側の脚部では、ユニット間隔による影響が少ないことがわかる。

6.3.3 増加波を入力した際の結果

本実験では、増加波を入力する場合のみ、剛結アーチモデルを用いた検討に加えて、第 5 章で検討を行った 2 ヒンジアーチモデルを用いた実験も行った。2 ヒンジアーチモデルを用いたのは、実験においてユニット間隔が最も狭い Case-2 ($L=0.50H$) の場合である。

以下では、まずこれまでと同様の剛結アーチモデルを用いたユニット間隔の影響について結果を示

し、その後、ユニット間隔 $L = 0.50H$ の場合の剛結モデルと 2 ヒンジアーチモデルの地震時挙動について考察する。

(1) 剛結モデルを用いたときのユニット間隔による影響

Fig. 6-22 に Case-3 における地表面付近 (Acc-1) の応答加速度の時刻歴を示す。増加波を入力した際には地表面付近において最大で 10 m/sec^2 程度の大きな応答加速度が発生する。Fig. 6-23 に、向かって左側に設置したアーチカルバートの両肩部と両脚部に作用する曲げモーメントの時刻歴を示す。図中の点線は曲げひび割れ発生モーメントを示している。図より、ユニット間隔の違いによる明確な差は確認できない。また、曲げモーメントの絶対値に着目すると、加速度の増加に伴って曲げモーメントも増加し、肩部において曲げひび割れ発生モーメント付近まで曲げモーメントが大きくなるが、いずれのケースにおいても曲げひび割れ発生モーメントには至らなかった。この原因の一つとして、剛性土槽を用いた本実験においては、土槽により地盤の変形が制限されるために、一定以上の加速度を入力した際には十分な変位が発生しないことが考えられる。

(2) 剛結アーチモデルとヒンジモデルを用いた時の検討 (Case-2 ($L=0.50H$) における比較)

Fig. 6-24 に、剛結アーチモデルと 2 ヒンジアーチモデルを用いて 2 ユニットをモデル化した際の、向かって左側に設置したアーチカルバートの各位置における曲げモーメントの時刻歴を示す。本実験においては、上述したように剛結アーチモデルでは曲げひび割れが発生しなかったが、2 ヒンジアーチモデルの場合を見ると、18 秒付近において両脚部が曲げひび割れ発生モーメントに到達していることが確認できる。実験においては両脚部でひび割れが生じたと考えられ、本実験の模型では配筋を施していないことから、ひび割れが進行し最終的には Picture 6-3 に示すように破壊に至った。しかし、破壊モードを確認すると、肩部の接続部において部材が落下する前に脚部で破壊が生じており、ヒンジ式のアーチカルバートが連続して設置された場合においても肩部の接続部から先行して破壊に至る可能性は低いと考えられる。

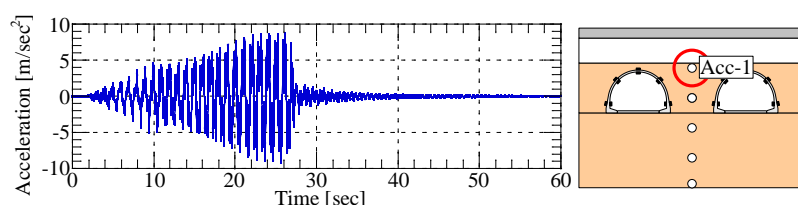


Fig. 6-22 Case-3 における地表面付近 (Acc-1) の応答加速度の時刻歴

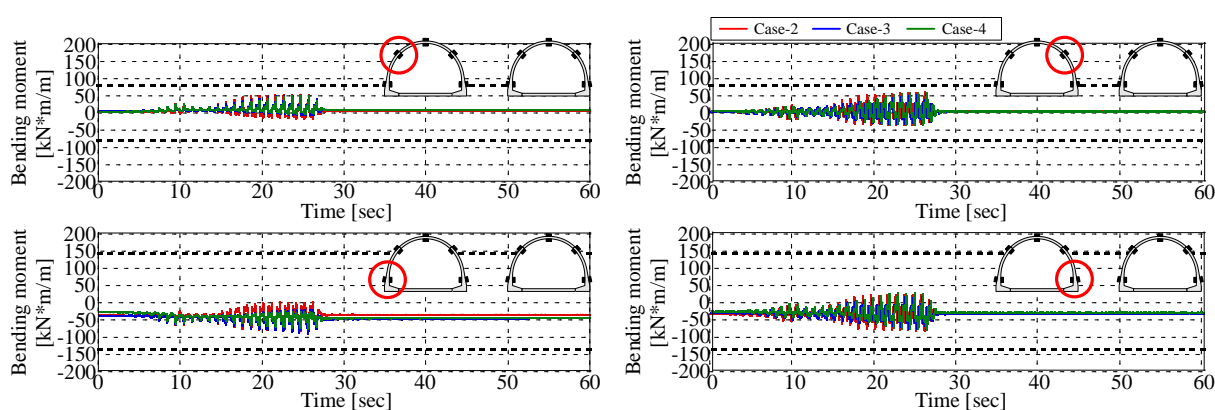


Fig. 6-23 左側のアーチカルバートの両肩部と両脚部における曲げモーメントの時刻歴

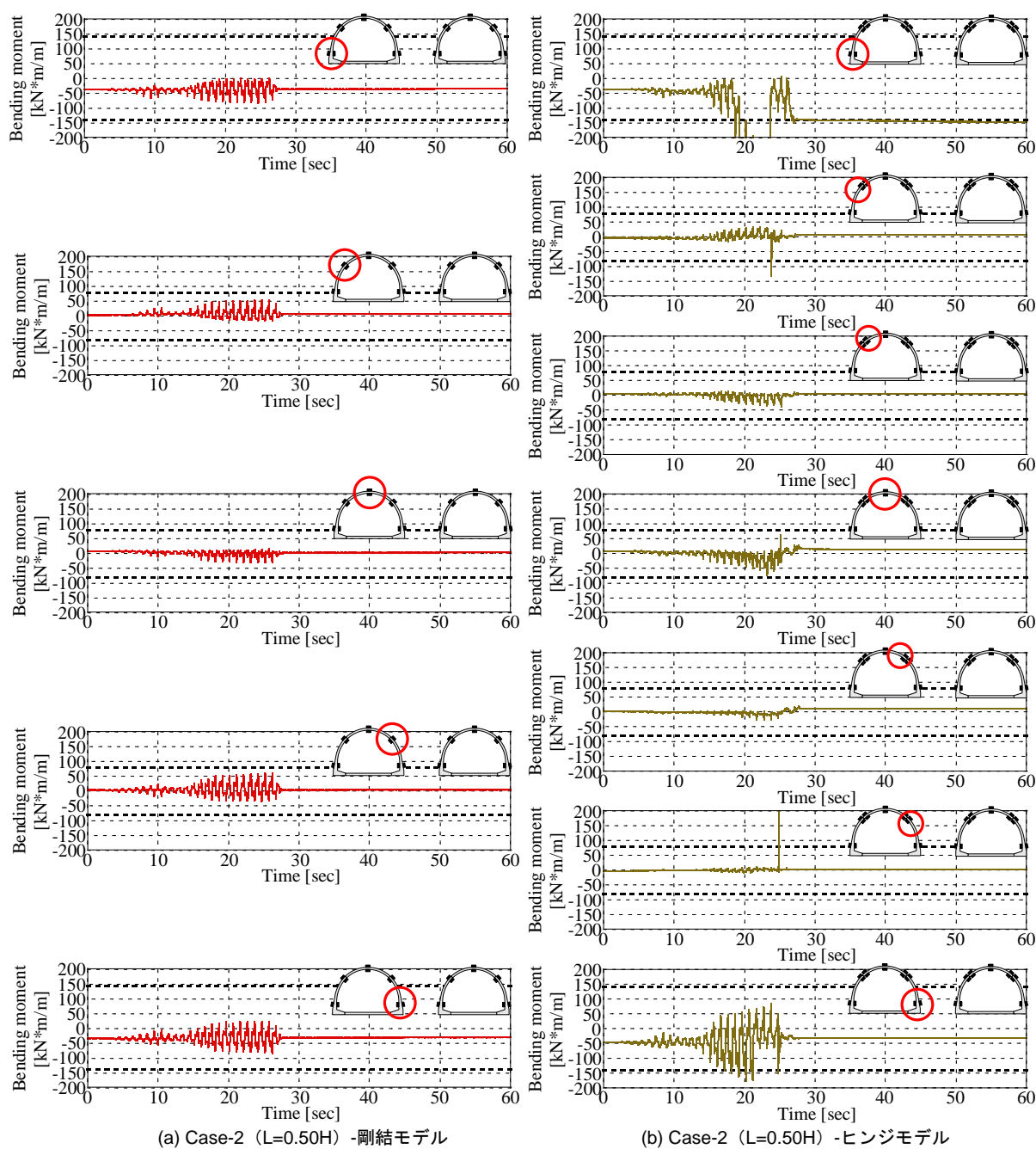
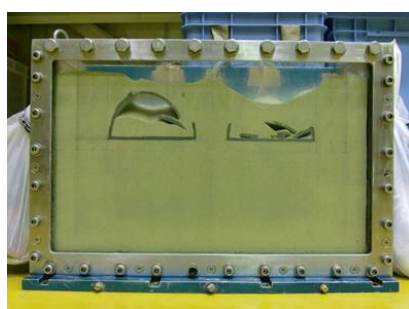


Fig. 6-24 左側のアーチカルバートにおける曲げモーメントの時刻歴



(a) 正面からの様子



(b) 実験後に取り出した様子（脚部付近で破壊が発生）

Picture 6-3 脚部が破壊に至った Case-2-ヒンジモデル

6.4 連続アーチカルバート盛土の遠心模型実験に対する数値解析

本節では、まず数値解析値と実験値の比較を示し、複数のアーチカルバートが隣接して設置された複雑な境界条件においても数値解析により実験を再現可能であることを示す。さらに、実験では特にアーチカルバートの断面力においてケース間で明確な差が出なかったことについて考察を加える。

6.4.1 解析条件

Fig. 6-25 に遠心模型実験の再現解析に用いた解析メッシュと境界条件を示す。解析モデルおよび解析に用いたパラメータは第3章で既に述べた通りである。入力波形は実験においてパルス波を入力した際に振動台で計測された加速度時刻歴を底部より入力した。

6.4.2 実験結果との比較

以下では、はじめに Case-3 ($L=1.00H$) について実験値との比較を行った後、全てのケースにおいて

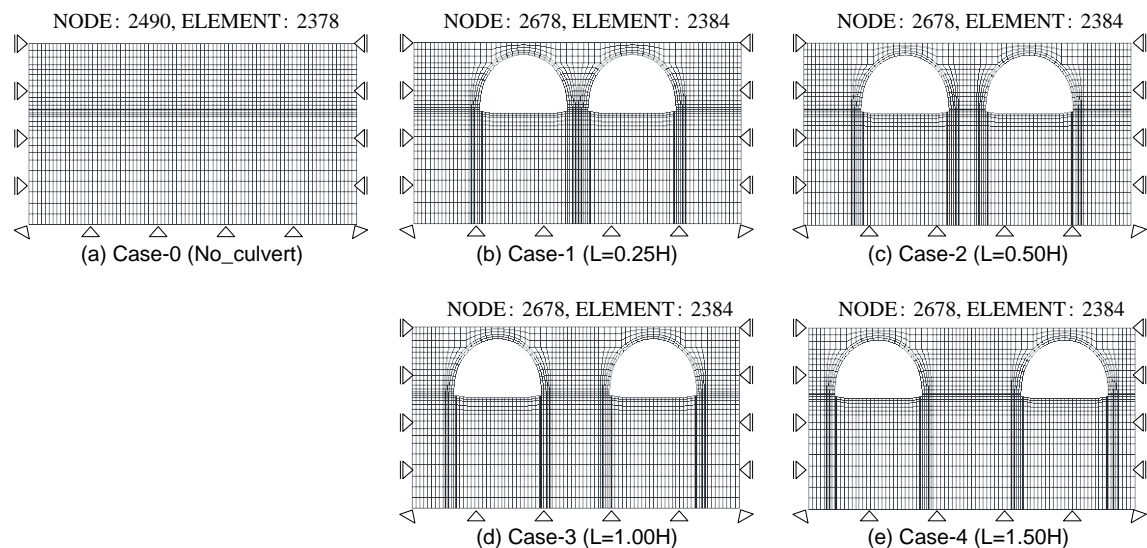


Fig. 6-25 各ケースの解析メッシュ

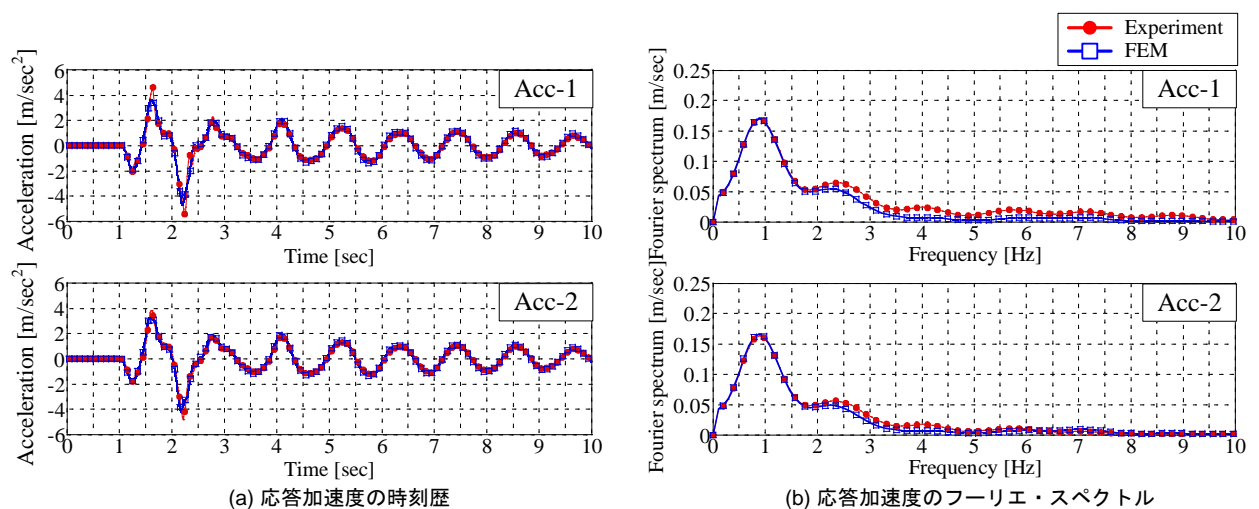


Fig. 6-26 Case-3 における応答加速度の時刻歴とフーリエ・スペクトル（実験値と解析値の比較）

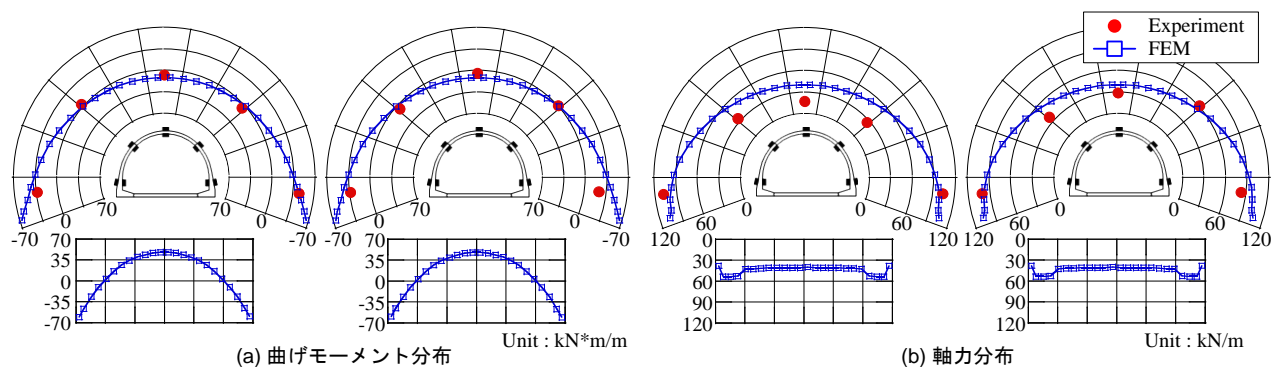


Fig. 6-27 Case-3 における初期状態の曲げモーメントと軸力の分布（実験値と解析値の比較）

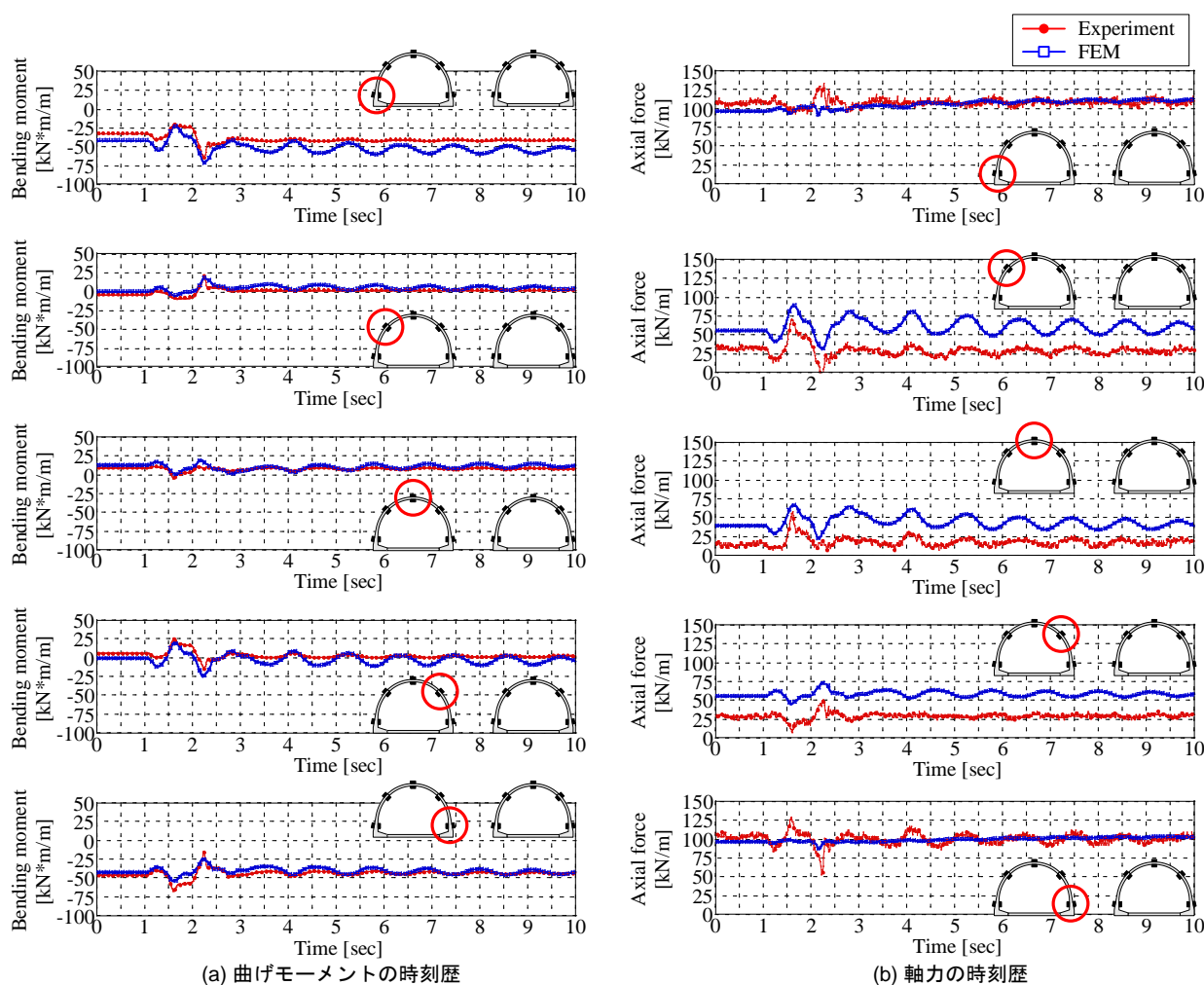


Fig. 6-28 Case-3 における曲げモーメントと軸力の時刻歴（実験値と解析値の比較）

実験値との比較を行う。

(1) Case-3 ($L=1.00H$) との比較

Fig. 6-26 には、Case-3 ($L=1.00H$) におけるユニット中央 Acc-1 と Acc-2 の応答加速度の時刻歴とそのフーリエ・スペクトルをそれぞれ示す。はじめに加速度の時刻歴に着目すると、解析値は実験値と比較して極大・極小値付近においてやや応答加速度が小さくなる傾向を示している。これらの結果については第 5 章における傾向と同様である。しかし、アーチカルバートが隣接して設置されている間

の地盤においても、上記の点を除けば全体としては実験を再現できていると言える。さらに、フリーエ・スペクトルにおいては、地表面に近づくにつれて高周波成分でやや乖離が見られるが、概ね実験を再現できている。

つぎに、Fig. 6-27 には、加振前の初期状態における曲げモーメント分布と軸力分布を示す。まず曲げモーメント分布については、複数のアーチカルバートが隣接して設置されているような条件においても、脚部で比較的大きな曲げモーメントが発生し、肩部や頂部でほとんど曲げモーメントが発生していないことがわかる。一方、軸力の分布では、左右に設置したいずれのアーチカルバートにおいても実験と解析の両方で脚部で大きな軸力が発生しているが、向かって左側のカルバートでは解析値は実験値と比較して頂部から肩部にかけてやや大きな軸力が発生している。しかし、Fig. 6-8 に示したように、実験において Case-3 の左のカルバートでは、右のカルバートや他のケースと比較して軸力が小さくなっていたことから、これは実験において軸力をやや過小に評価しているのだと考えられる。

Fig. 6-28 には、Case-3 における加振中の曲げモーメントと軸力の時刻歴を示す。曲げモーメントについては、第 5 章における再現解析と同様、3 秒以降の挙動がやや大きくなる点を除いて解析値は精度よく実験値を再現していると言える。一方、軸力については、上述したように肩部や頂部において初期状態から解析値の方が大きな値を示すが、これらの位置では加振中の挙動について概ね傾向を捉えていると言える。しかし、実験においては両脚部でも地震力によって軸力の増減が確認できるが、解析値における増減は実験と比較して小さい結果となった。

(2) 全てのケースでの比較

Fig. 6-29 には、数値解析における全てのケースについて、アーチカルバートに発生する曲げモーメント分布を示す。図中の 4 つの状態は Fig. 6-7 と同様である。はじめに初期状態に着目すると、左側に設置したアーチカルバートの右脚部において、ユニット間隔が大きくなるにつれて、曲げモーメントの値が大きくなっていることが確認できる。これは、ユニット間の盛土部分の体積が増加し、それに伴って地盤の重量が増加したことが理由であると考えられる。一方、左側に設置したカルバートの左脚部においてはユニット間隔が狭いケースの方が値が大きくなる。これはユニット間隔が狭いケースでは、逆に土槽壁面との距離が大きくなったためである。右脚部に最大曲げモーメントが発生する時刻に着目すると、アーチカルバートに発生する曲げモーメントの分布形状が左右のカルバートで異なっている。アーチカルバートが左に傾くように変位する同時刻においては、左側のアーチカルバートは土槽壁面の影響を強く受けて変位が拘束される。これにより、左側に設置したアーチカルバートでは、左肩と左の隅角部においてケース間で差異が確認できる。左肩においては、ユニット間隔が広いケース、言い換えれば土槽壁面との距離が小さいケースにおいて曲げモーメントが小さくなる。さらに、土槽壁面により挙動が制限されたことにより、本来であれば同時刻にはそれほど大きな曲げモーメントが発生しないにも関わらず、左の隅角部において大きな曲げモーメントが発生する。一方で、同時刻においては右側のアーチカルバートは土槽壁面による影響が小さいことが考えられ、比較的ユニット間隔による影響を適切に示していると考えられる。右側のカルバートでは、左肩部から左脚部にかけて、ユニット間隔が広いケースでわずかに大きな曲げモーメントが発生している。これは、ユニット間隔が広いケースでは、相対的に剛性の小さい地盤の体積が増加することにより、カルバートが大きく変位したためであると考えられる。これらの挙動を確認するために、Fig. 6-30 には、ユニット中央における地盤の最大水平変位量を示す。Fig. 6-30 より、ユニット間隔が広くなるにつれて、地盤の水平変位も大きくなっていることが確認できる。

しかしながら、各ケース間における明確な差は隅角部においてのみであり、他の箇所における差は

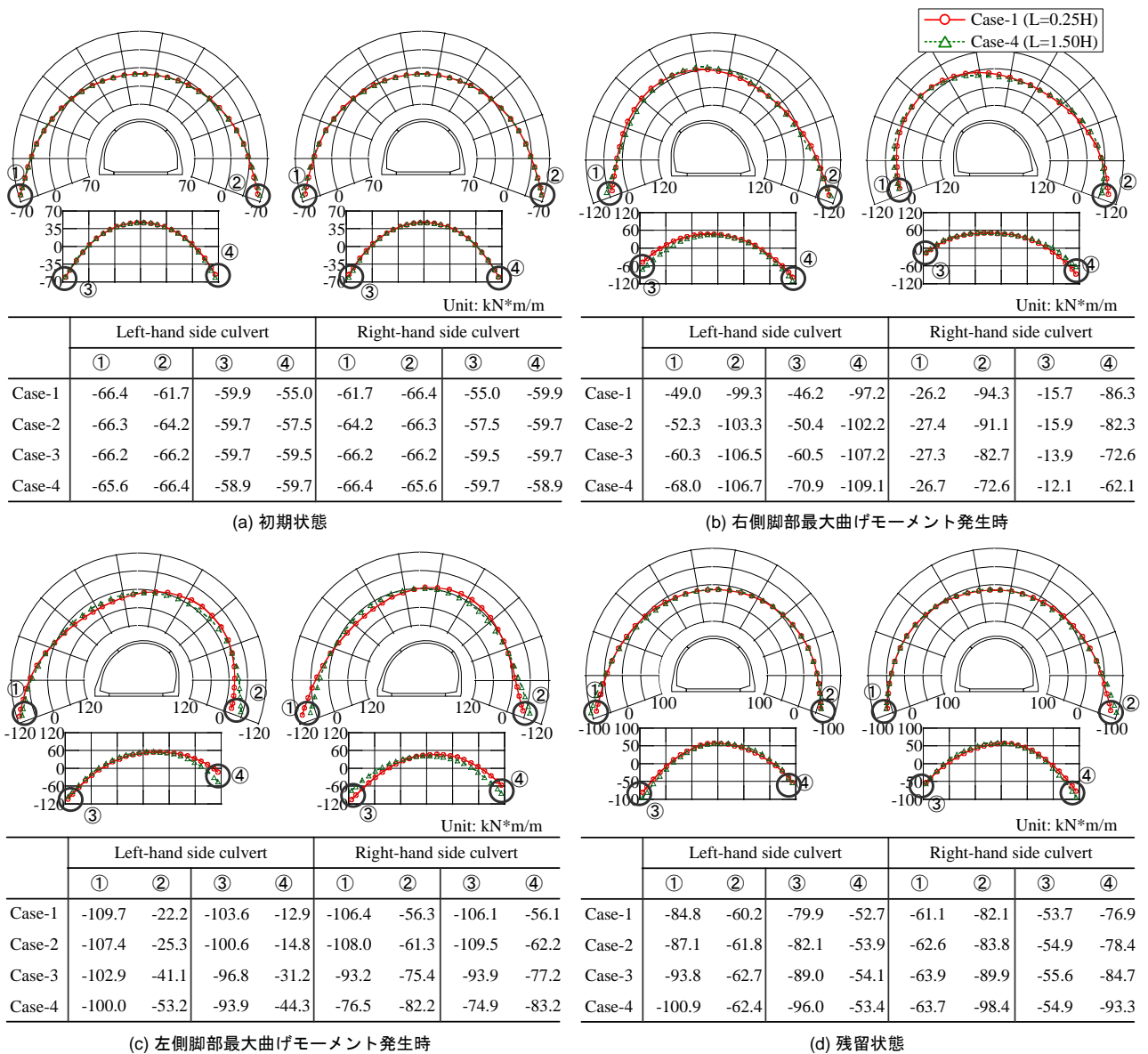


Fig. 6-29 数値解析における曲げモーメント分布

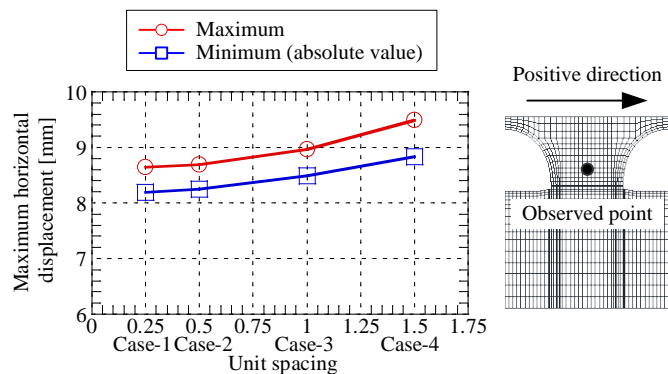


Fig. 6-30 ユニット中央の地盤における最大水平変位量

数%程度であった。そのため、実験においては曲げモーメントについて各ケースで明確な違いが確認できなかったのだと考えられる。さらに加振後の残留状態においては、実験と同様、土槽壁面に近い

隅角部において初期状態よりも値が大きくなることが確認された。

つぎに Fig. 6-31 には、右側のアーチカルバートの下部地盤に設置した土圧計により計測した鉛直土圧比について、実験値と解析値の比較を示す。実験値と解析値を比較すると、実験値では2秒付近においてピークをとるのに対し、解析値はやや遅れてピークをとる傾向があることがわかる。しかし、ユニット間隔が広くなるにつれて鉛直土圧比が大きくなることや3秒後以降の位相については概ね実験値を再現している。さらに Fig. 6-32 に各ケースにおける最大鉛直土圧比を示す。Fig. 6-32 から、解析値はユニット間隔が広くなるにつれて鉛直土圧比が大きくなるという実験値の傾向を捉えていることが確認できる。

以上の結果より、複数のカルバートが設置されている連続アーチカルバート盛土においても、本解析手法を用いればその地震時挙動をある程度の精度で再現できることがわかる。

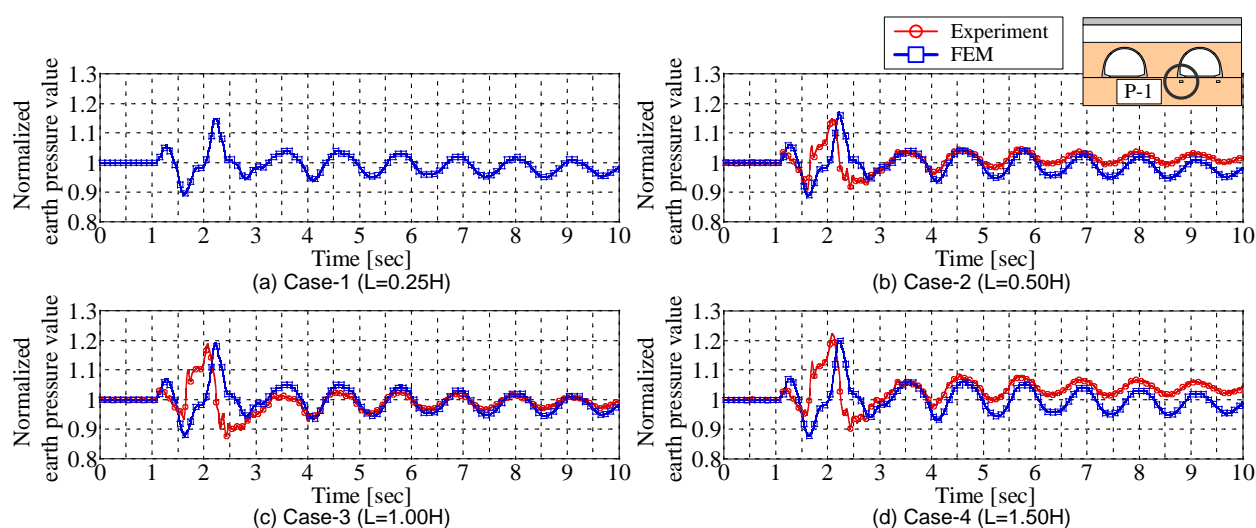


Fig. 6-31 アーチカルバート下部地盤における鉛直土圧比の時刻歴（実験値と解析値の比較）

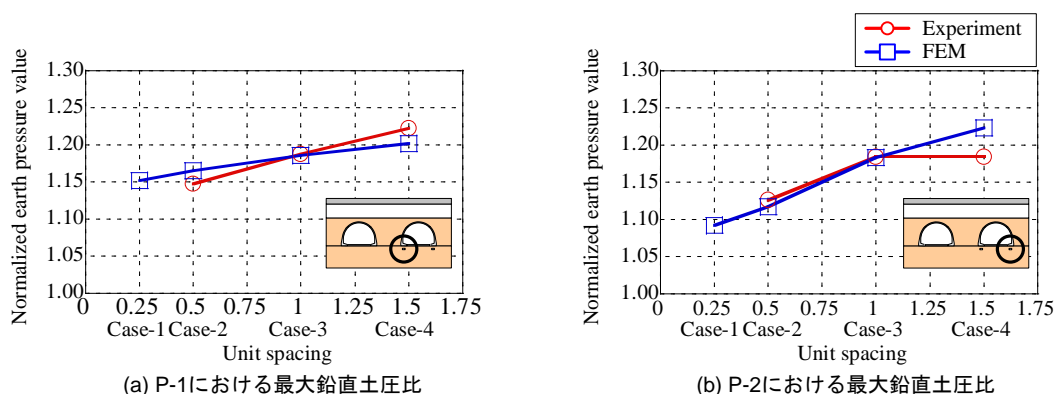


Fig. 6-32 各ケースにおける最大鉛直土圧比（実験値と解析値の比較）

6.5 連続アーチカルバート盛土の実験条件を拡張した数値解析

遠心模型実験およびその数値解析では、実験土槽の制約から2ユニット区間のみを対象として連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する検討を実施した。しかしながら、上記の検討においては土槽境界の影響を強く受け、実際の連続アーチカルバート盛土の挙動を正確に表現しているとは言い難い。そこで、実験における実験土槽による影響を取り除いた条件において数値解析を実施し、連続アーチカルバート盛土の地震時挙動について更なる考察を行った。

6.5.1 解析条件

本節における解析モデルは、境界条件と地盤の減衰定数を除いて上記の数値解析と同様である。まず境界条件については、連続アーチカルバートモデルでは複数のアーチカルバートが連続して設置されていることから、解析においては1ユニットのみをモデル化し、解析メッシュの左右を水平および鉛直方向に等変位境界とすることでアーチカルバートの連続性を表現した (Fig. 6-33)。つぎに地盤の減衰定数については、遠心模型実験の再現解析では、剛土槽による地震エネルギー吸収を考慮して、地盤の減衰定数を一律に30%として解析を実施していたが、本節における解析においては、実構造を想定して地盤の減衰定数を5%とすることとした。

解析ケースは、これまでと同様、ユニット間隔 L をパラメータとしたケースとした。ただし本節においてはアーチカルバートが単独で設置されたケースについても解析を実施し、連続アーチカルバート盛土との相違点についても検討を行った。解析ケースを Table 6-1 にまとめる。

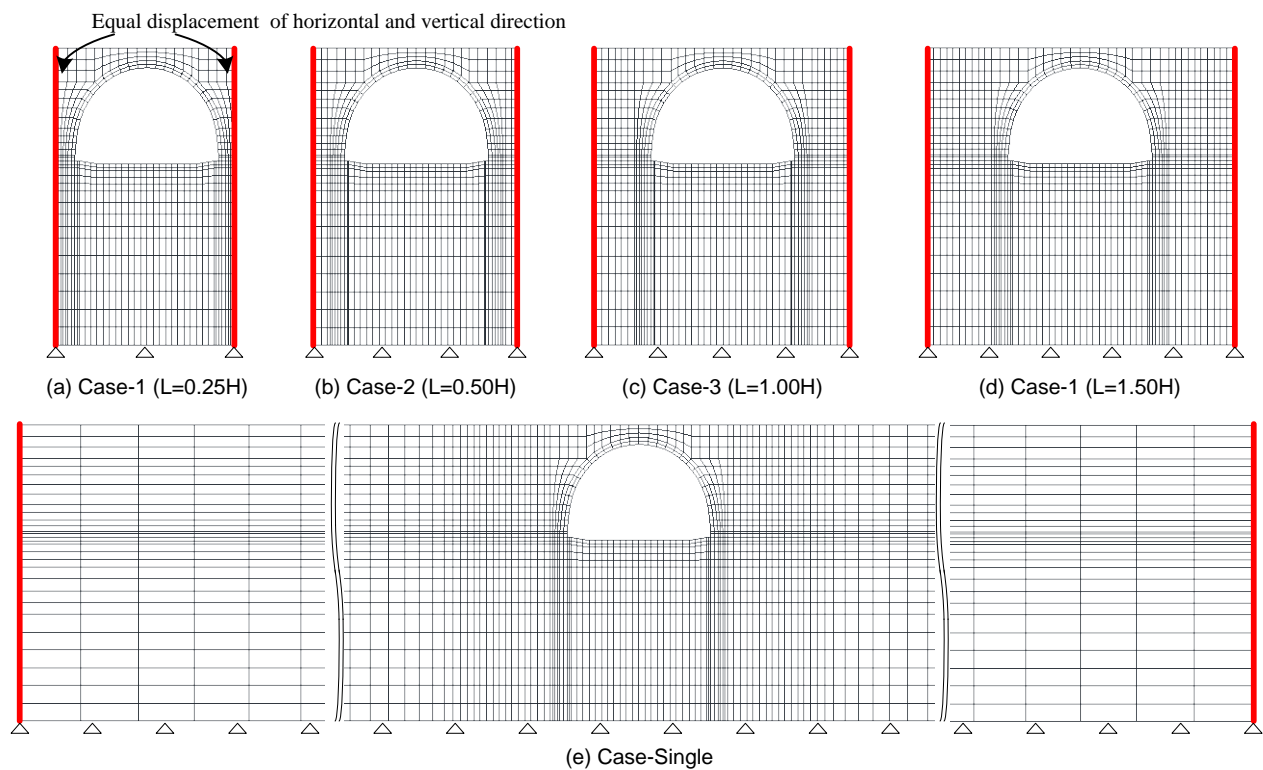


Fig. 6-33 解析メッシュと境界条件

Table 6-1 解析ケース

Case	Unit interval (Number of nodes: N, Number of elements: E)
Case-1	L=0.25H (N: 934, E: 786)
Case-2	L=0.50H (N: 1054, E: 902)
Case-3	L=1.00H (N: 1294, E: 1134)
Case-4	L=1.50H (N: 1534, E: 1366)
Case-Single	∞ (N: 3574, E: 3338)

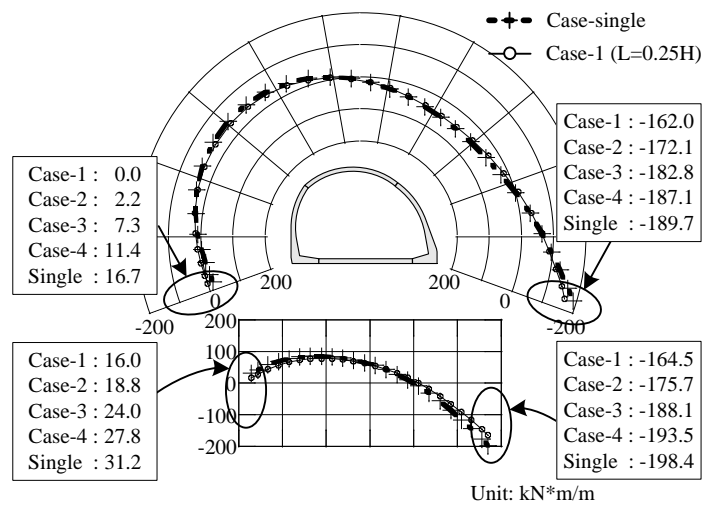


Fig. 6-34 最大曲げモーメント発生時の曲げモーメント分布

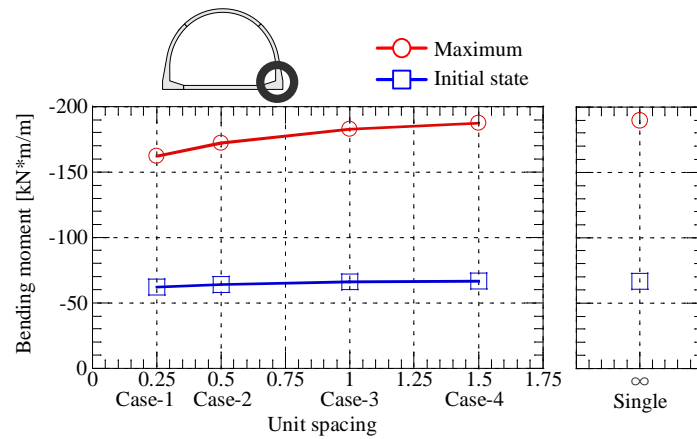


Fig. 6-35 右脚部に発生する初期と最大曲げモーメント

6.5.2 数値解析結果

Fig. 6-34 に、右脚部に最大曲げモーメントが発生する際の曲げモーメント分布、Fig. 6-35 には右脚部に発生する初期状態と最大曲げモーメントの値をそれぞれ示す。Fig. 6-34 より、同時刻におけるユニット間隔による影響は、右脚部と底部の右端部において顕著に表れることが確認できる。ユニット間隔が最も広い Case-4 において右脚部に発生している曲げモーメントは、ユニット間隔が最も狭い

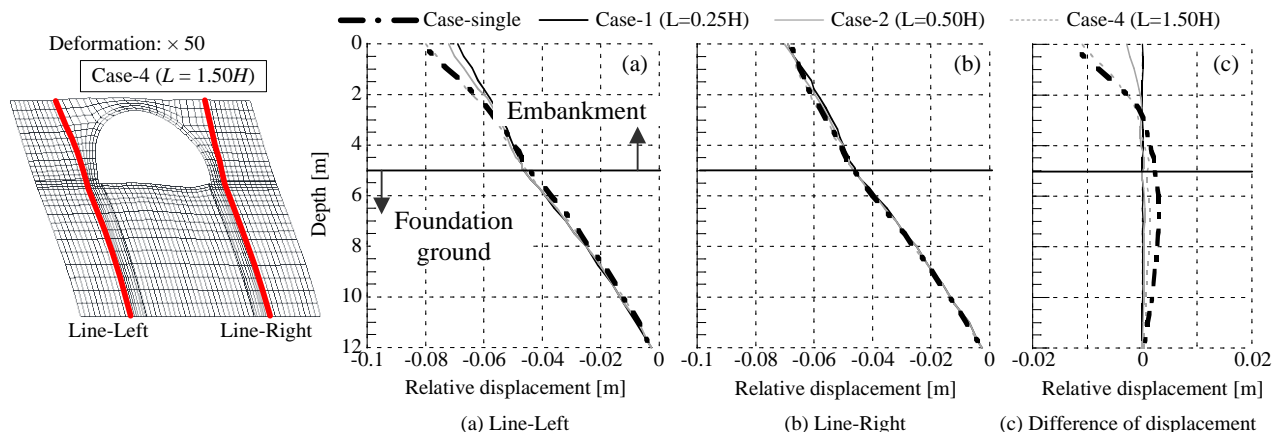


Fig. 6-36 右脚部に最大曲げモーメントが発生する際の周辺地盤の水平変位分布

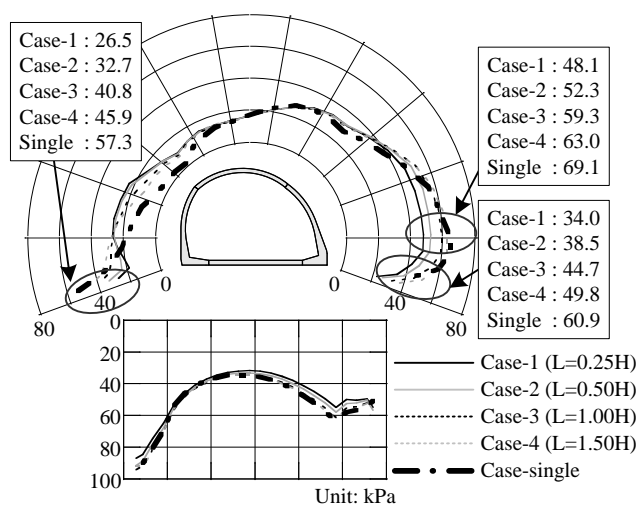


Fig. 6-37 右脚部に最大曲げモーメントが発生する際の垂直応力分布

Case-1 と比較しておよそ 15%大きくなっている。さらに、ユニット間隔が広いケースでは、アーチカルバート周辺地盤の体積が相対的に増加し、それらの自重による影響が大きくなったことで、初期状態からすでに大きな曲げモーメントが発生している。また、ユニット間隔が広くなるにつれて、アーチカルバートが単独で設置された場合に近づいていくことも確認できる。

Fig. 6-36 には、右脚部に最大曲げモーメントが発生した際のアーチカルバート周辺地盤における水平変位を示す。同図では、アーチカルバートの左右の地盤に対して、アーチカルバートの脚部から $0.25H$ の位置を計測線として水平変位の分布を示している。加えて、アーチカルバートの左右の計測線の差を相対変位と定義して示している。はじめに、Case-1 では相対変位は発生していないことが確認できる。これは、Case-1 では 2 本の計測線同士を等変位条件として解析を実施しているためである。したがって、同図は Case-1 を基準とした場合のそれぞれのケースにおける違いを示していることになる。Case-1 以外のケースに着目すると、その他のケースでは左右の計測線において異なる水平変位分布となり、相対変位が発生していることが確認できる。具体的には、アーチカルバートの右側の計測線ではケース間の差異はわずかであるが、左側の計測線においてケース間で違いが発生している。相対変位は基礎地盤と盛土の境界部分と地表面において大きくなっており、ユニット間隔が広いケースの方がその差が大きくなっていることが確認できる。さらに、ユニット間隔が広くなるにつれて次第にカルバートを単独で設置したケースに近づくことが確認できる。

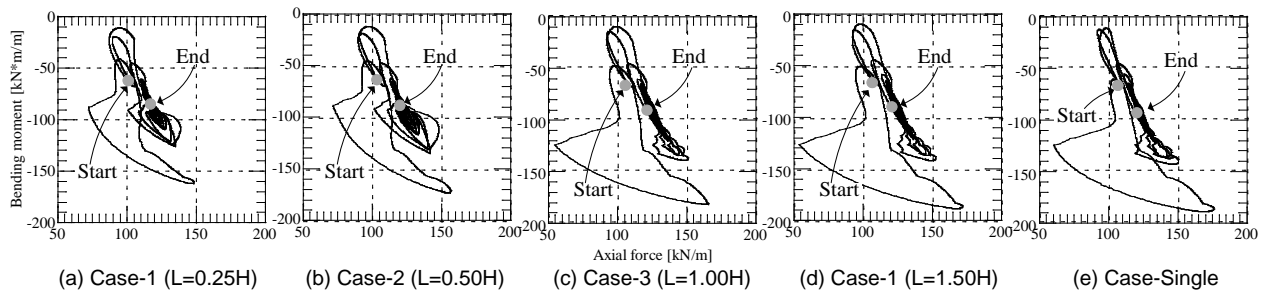


Fig. 6-38 右脚部における軸力-曲げモーメント関係

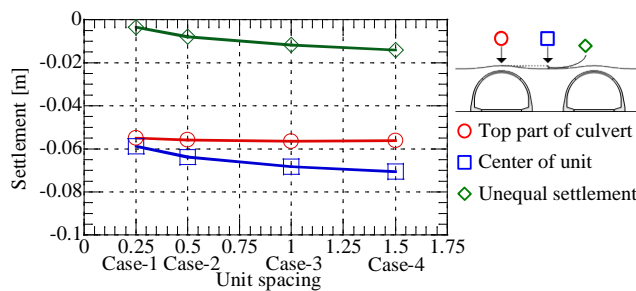


Fig. 6-39 加振後の地表面変位量

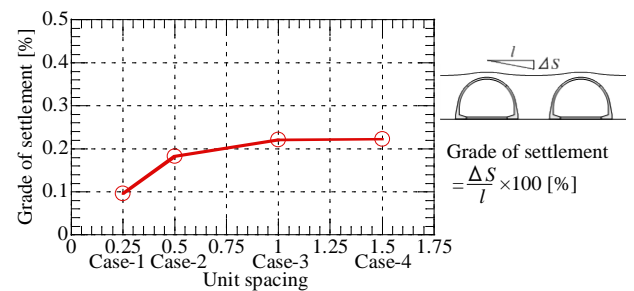


Fig. 6-40 地表面の傾斜

Fig. 6-37 には、右脚部に最大曲げモーメントが発生した際のアーチカルバートに作用する垂直応力の分布を示す。アーチカルバートが左に傾くように変位する際には、第 5 章でも述べたように、左底部だけでなくせん断変形に伴って右の底部においても土圧が増加している。全てのケースを比較すると、ユニット間隔が大きくなるにつれて底部と右の脚部付近において垂直応力が増加していることが確認できる。一方で、左肩部付近ではユニット間隔が広いケースの方が垂直応力が小さくなる。これは、Fig. 6-36 に示したように、右の計測線ではケース間の差がわずかであったのに対して、左の計測線ではユニット間隔が広いケースの方が大きな水平変位が発生しており、地盤がカルバートから離れるように挙動する影響が大きいことが原因であると考えられる。

Fig. 6-38 には、右脚部における軸力-曲げモーメントの関係を示している。Fig. 6-38 より、加振中には全てのケースで軸力の増加を伴って曲げモーメントも増加している様子が確認できる。全ケースを比較すると、ユニット間隔が広くなるにつれて、軸力と曲げモーメントの両方が大きくなり、さらに Case-4 と Case-Single における差がわずかになることがわかる。これからも、ユニット間隔が広いケースの方がカルバートに発生する断面力が大きくなる傾向があることが確認できる。

最後に、Fig. 6-39, 40 には、加振後の地表面変位量と、カルバート頂部の変位量とユニット中央の変位量より算出した地表面の傾斜をそれぞれ示す。ここで地表面の傾斜については、カルバート頂部の変位量とユニット中央の変位量より求められる不同沈下量 ΔS をカルバート頂部からユニット中央までの距離 l で除した値と定義している。まず Fig. 6-39 におけるカルバート頂部の変位量に着目すると、ユニット間隔が広くなるにつれて変位量も大きくなるが、ケース間の差はわずかであることが確認できる。しかし、ユニット中央における変位量では、ユニット間隔が広いケースで大きな地表面変位が発生している。これは、アーチカルバートよりもみかけの重量が大きい地盤部分の体積が増加したためである。したがって、ユニット間隔が広いケースで両者の差から求めた不同沈下量も大きくなる。加えて、Fig. 6-40 より、ユニット間隔が広くなるにつれて、不同沈下量だけでなく地表面の傾斜も大

きくなることが確認できる。しかしながら、地表面の傾斜は Case-4 においても 0.2% 程度で収束傾向にあり、またアーチカルバートではボックスカルバートにみられるような急激な不同沈下は発生しないことから、連続アーチカルバート盛土においても、上部交通の有害な被害は発生しにくいと考えられる。

6.5.3 既往の研究との比較

本節において実施した数値解析では、連続アーチカルバート盛土のモデル化に際して、1 ユニットのみをモデル化し、解析メッシュの左右を水平および鉛直方向に等変位境界とすることでアーチカルバートの連続性を表現した (Fig. 6-33)。その結果、ユニット間隔が狭いケースの方が、相対的に剛性の小さい地盤部分の体積が小さくなることで、アーチカルバートに発生する断面力や周辺地盤の変位が小さくなるという結論を得た。しかしながら、既往の研究³⁰⁾では、連続してアーチカルバートが設置された場合には、ユニット間隔によらずアーチカルバートが単独で設置された場合と比較して最大曲げモーメントが 15% 程度増加するとの結果が示されており、本研究結果とは相反するものである。両者は対象とする地盤条件やアーチカルバートの断面の大きさ等に違いはあるが、結果に違いが生じた主な要因として以下のことが考えられる。

(1) アーチカルバートと周辺地盤の境界部分におけるモデル化

本研究では、カルバートのモデル化に際し、第 3 章で述べたようにカルバート断面の中央に Beam 要素を配し、さらに地盤とカルバートの境界部分に Joint 要素を配置している。一方、既往の研究ではカルバート断面の中央に Beam 要素を配している点では本研究と同様であるが、地盤とカルバートの境界部分に Joint 要素やそれに代わる Solid 要素を配していない。一般に、地盤と構造物との間に不連続な変形（剥離やすべり）が予想される場合は、Joint 要素⁶⁰⁾やそれに代わる Solid 要素⁶¹⁾などすべりを表現する要素を挿入することが望ましいとされている。地震応答解析を行う際に Joint 要素などを用いない場合には、地盤と構造物の剛性差による不連続な変形を十分に考慮できず、地盤と構造物が互いの変形に大きな影響を与えることが予想される⁶²⁾。特に、ユニット間隔が狭いケースでは、この影響が大きくなることから、既往の研究において、連続アーチカルバート盛土では曲げモーメントが大きくなるという結果が導かれた原因のひとつであると考えられる。

(2) 偏土圧による影響

既往の研究では、Fig. 2-9, 10 に示すように、解析領域の左右を十分に広く設定し、解析領域の中央に 3 つのアーチカルバートから成る連続アーチカルバート盛土をモデル化している。しかしながら、このモデル化においては、左右のアーチカルバートは偏土圧の影響を大きく受け、純粋なユニット間隔による影響のみを考慮しているわけではない。一方、本研究では、上述したように 1 ユニットのみをモデル化し、解析メッシュの左右を水平および鉛直方向に等変位境界とすることでアーチカルバートの連続性を表現している。これは、アーチカルバートが等間隔で無限に設置された場合を表現していることを意味しており、純粋なユニット間隔による影響を考慮している一方で、実現場と比較して大胆な単純化を行ったモデルであると言える。両者において結果に差が生じた原因のひとつは、このモデル化の差であると考えられる。このことより、現場における実施工においては以下のような留意点があることが示唆される。

実際の現場では、連続アーチ盛土の周辺には地山や橋台が存在することから (Fig. 6-41)、周辺構造とのバランスを考慮してユニット間隔を決定することが望ましい。特に、ユニット間隔を極端に狭くした場合には、連続アーチカルバート盛土の端部のアーチカルバートに偏土圧が作用することが懸念

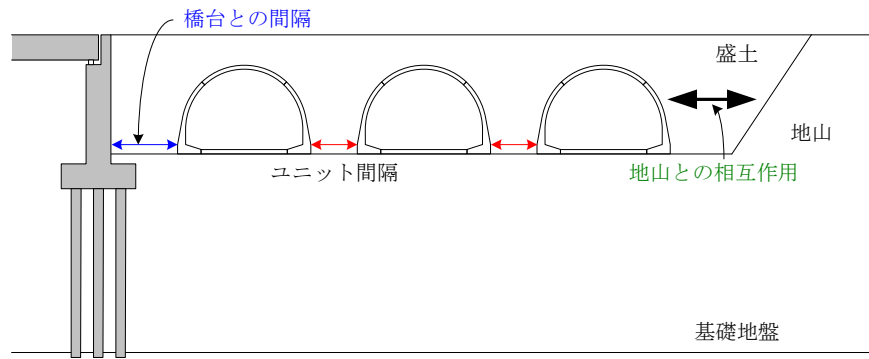


Fig. 6-41 実現場における施工条件

される．第 2 章でも述べたように，プレキャストアーチカルバートは，分割位置にヒンジ機能を持たせた柔なたわみ性アーチカルバートであり，地盤反力を積極的に引き出すことで安定化する構造である．そのため，偏土圧が作用する場合には，耐震性のみならず常時の安定性についても損なう危険性がある．したがって，プレキャストアーチカルバートに極端な偏土圧が作用することのないよう，ユニット間隔を決定することが必要である．

6.6 まとめ

本研究では，従来型カルバートの適用範囲外とされる連続アーチカルバート盛土に対して地震時にユニット間隔の違いがアーチカルバートおよび周辺地盤に与える影響を明らかにすることを目的に，ユニット間隔をパラメータとした動的遠心模型実験とその数値解析を実施した．つづいて，遠心模型実験とその数値解析においては，実験土槽の制約から，連続するアーチカルバートの挙動を完全には再現できていない点を踏まえて，実験における実験土槽による影響を取り除いた条件においても数値解析を実施し，連続アーチカルバート盛土の地震時挙動について更なる考察を行った．

まず，動的遠心模型実験から得られた知見は以下の通りである．

- ① ユニット中央の地盤の最大応答加速度はアーチカルバートの有無やユニット間隔の影響は小さい．
- ② ユニット中央における地盤の応答加速度のフーリエ・スペクトルに関しては，盛土のみの場合は 5 Hz 付近の増幅が顕著である．アーチカルバートを含む場合では，増幅が顕著である周波数は盛土のみの場合と変わらないが，加速度増幅がより大きくなる．
- ③ ユニット間隔が狭い場合には，ユニット間の盛土部分の体積が小さくなるために，下部の地盤が負担する重量が小さくなることや，アーチカルバートと地盤の摩擦により地盤の滑り込み沈下が抑制されることなどから，地表面変位が小さくなる．また，ユニット間隔を狭くすると，ユニット中央とアーチカルバートの頂部におけるそれぞれの沈下量が小さくなるだけでなく，不同沈下量も小さくなる．
- ④ ユニット間隔が狭くなると，アーチカルバートの沈下が抑制され，その結果アーチカルバート下部地盤に作用する鉛直土圧が小さくなる．
- ⑤ 肩部にヒンジ機能を有する 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートが連続して設置されている場合においても，肩部の接続部において部材が落下する前に脚部で破壊が生じており，ヒンジ式のアーチカルバートが連続して設置された場合においても肩部の接続部から先行して破壊に

至る可能性は低いと考えられる。

つぎに、遠心模型実験の再現解析から得られた知見は以下の通りである。

- ⑥ 本研究で用いた数値解析手法を用いることによって、複数のアーチカルバートが設置された複雑な境界条件においても、実験結果を精度よくシミュレートすることが可能である。
- ⑦ 遠心模型実験において、アーチカルバートに発生する断面力に明確な差が見られなかったのは、本実験条件においては、各ケース間における明確な差は隅角部においてのみ表れ、他の箇所における差は数%程度であるためである。

最後に、実験における実験土槽の影響を取り除いた条件下で実施した数値解析により得られた知見は以下の通りである。

- ⑧ ユニット間隔が広いケースでは、アーチカルバート周辺地盤の体積が相対的に増加し、それらの自重による影響が大きくなったことで、初期状態からすでに大きな曲げモーメントが発生する。さらに地震時においては、アーチカルバートと比較して剛性の小さな地盤部分の体積が増加することにより、ユニット間隔が狭いケースと比較してより大きな曲げモーメントが発生する。
- ⑨ ユニット間隔を広げていくと、その挙動は次第にアーチカルバートが単独で設置された場合に近づく。
- ⑩ ユニット間隔が広いケースでは、ユニット中央における地表面変位量が大きくなり、不同沈下量、地表面の傾斜共に大きくなる。しかし、本解析の範囲では地表面の傾斜はわずかであり、またアーチカルバートではボックスカルバートにみられるような急激な不同沈下は発生しないことから、連続アーチカルバート盛土においても、上部交通の有害な被害は発生しにくいと考えられる。
- ⑪ 本研究の範囲では、連続アーチカルバート盛土においてユニット間隔が狭いケースの方が耐震性能が高い結果となったが、実施工においては周囲の地山や他の構造物の影響を考慮して、アーチカルバートに極端な偏土圧が作用することのないよう、ユニット間隔を決定することが必要である。

第7章 結論

本研究では、盛土内に設置されたカルバートにおける地震時挙動の把握を目的に、カルバート縦断方向およびカルバート横断方向の諸問題に関して動的遠心模型実験と数値解析を実施した。各章で得られた成果を以下にまとめる。

第1章では、本研究の背景として、盛土内に設置されたカルバートの分類とカルバートに関する近年の動向を説明するとともに、現行のカルバート設計法においては、従来型カルバートの適用範囲を満足するものについては耐震設計を必要としていないことを説明した。本研究では、動的遠心模型実験と数値解析を通して、従来型カルバートの適用範囲を越えるカルバートを施工する際の工法の選択および耐震性能の評価に資するデータの収集を目的としている。

第2章では、耐震性の検討を必要としない従来型カルバートの適用範囲について詳しく述べると共に、カルバートを含む盛土における地震時被害は地震動の方向と関連して整理できることを示した。さらに、従来の研究を概観し、本研究で解明すべき課題をまとめた。本研究で解明すべき課題とは、①カルバート縦断方向への加振がカルバート盛土の地震時挙動に与える影響の明確化、②カルバート横断方向への加振がカルバートの構造形式および盛土高さに与える影響の把握、③連続アーチカルバート盛土のユニット間隔が同構造の耐震性に与える影響の把握、である。

第3章では、第4章～第6章において実施した遠心模型実験と数値解析の概要について説明した。遠心模型実験においては、地盤を乾燥豊浦砂でモデル化し、カルバート模型についてはモルタルを用いてモデル化を行った。数値解析に用いるパラメータは、豊浦砂に対する要素シミュレーションやモルタルに対する各種物性試験により決定した。さらに、遠心模型実験では剛性土槽を用いて実験を行っていることから、数値解析においては事前に地盤の減衰定数をパラメータとした解析を実施し、地盤の減衰定数を決定した。

第4章では、カルバート縦断方向の耐震性について検討を行った。カルバート縦断方向の耐震性については、過去の地震においてカルバート間の目地の開きや舗装の亀裂などの地震時被害が報告されているにも関わらず、実験や解析の難しさから検討事例事態が少ない。特に坑口付近の処理方法やカルバート間の連結様式については未解明な点が多く、経験的に設計・施工されているのが現状である。今後、従来型カルバートの適用範囲を超えるカルバートが建設されるようになると、更なる被害が発生することが懸念される。そこで本研究では、アーチカルバート盛土を対象として、カルバート縦断方向の耐震性に関する基礎データの収集と地震時要求性能の明確化を目的に、カルバート間の連結様式および坑口付近の挙動に着目した遠心模型実験を実施し、カルバートを含む盛土構造の地震時挙動に関する検討を行った。

遠心模型実験により得られた知見は以下の通りである。

【壁面工を有する盛土の地震時における壁面変位と壁面土圧に関して】

- ① 動的荷重により壁面が変形する場合も、壁面変位と壁面土圧の関係は、地震による慣性力の影響によって土圧の変化量が大きくなるという点を除いて壁面が静的に変形する場合と同様の考え方が適用可能である。

【カルバート同士の連結様式に関して】

- ② カルバートが縦断方向に連結されている場合、カルバートに覆工全体として大きな慣性力が働き、壁面の変動が大きくなる。一方、カルバートが縦断方向に分離されている場合、カルバート覆工がそれぞれ独立して挙動するため、全体として壁面に与える影響は小さい。
- ③ カルバートに発生する縦断方向の軸力では、カルバート同士が連結されている場合は圧縮および引張りが交互に生じるのに対し、分離されている場合では引張力はほとんど発生せず、発生する軸力自体も小さい。

【坑口部分のカルバートと壁面の接続構造に関して】

- ④ 壁面とカルバートが連結されている場合、壁面の動きが拘束され壁面変位が小さくなり、その分壁面土圧が大きくなる。
- ⑤ 壁面とカルバートが連結されている場合には、壁面による影響で局所的に大きな軸力が発生する可能性があり、断面の薄いたわみ性のプレキャストアーチカルバートを用いる際には注意を払う必要がある。

【盛土高さに関して】

- ⑥ カルバート同士が連結されている場合、盛土が高くなるとカルバートリングによって発生する軸力が大きく異なる。一方、分離されている場合は全体的に軸力が大きくなり引張力も発生するものの、リング間の差はあまり見られない。また、カルバートの連結、分離に関わらず、盛土が高くなるとカルバート頂部でも軸力の変化が見られる。

第5章、第6章では、カルバート横断方向に関する検討を行った。

第5章では、従来型カルバートの適用範囲を超えるようなカルバートを施工する際の耐震性能評価に資するデータの収集を目的に、カルバートの構造形式と盛土高をパラメータとした遠心模型実験とその数値解析を実施し、各構造形式による地震時挙動の比較を行った。

動的遠心模型実験より得られた知見は以下の通りである。

- ① ボックスモデルは上部荷重を頂版の曲げおよび側壁の軸力で分担する支持機構である。さらに盛土高さが大きくなると側壁の軸力の増加が顕著となる。
- ② 剛結アーチモデルではアーチ構造により上部荷重を軸力として脚部に伝達する支持機構となる。低盛土条件では側方土圧が卓越するのに対し、高盛土条件では鉛直土圧が増加し、覆工全体が扁平に変形する。さらに地震時に働く断面力から、周辺地盤に追従し覆工全体が扁平に変形するようなモードとなる。
- ③ 2 ヒンジアーチモデルでは、初期状態における変形モードや盛土条件の影響は剛結アーチモデルとほぼ同様である。地震時においては、肩部の曲げモーメントが発生しない分、剛結アーチに対して脚部の負担割合が大きくなる。
- ④ 本実験の範囲内であれば、本体にヒンジ機能を有するプレキャスト製アーチカルバートであっても、地震中に継手部から局所的な破壊が進展する可能性は低い。
- ⑤ 盛土条件はボックスモデルにおいて初期状態並びに地震時の覆工の変形にも影響を与えるのに

対し、アーチカルバートでは、初期状態における断面力にのみ影響を与える。すなわち高盛土条件下においても、発生する断面力増分は低盛土条件と大きく変わらず、地震時における盛土高さの影響を受けにくい構造であると言える。

さらに、遠心模型実験を対象とした数値解析により得られた知見は以下の通りである。

- ⑥ 本解析で用いた数値解析手法を用いることで、遠心模型実験におけるカルバートの地震時挙動を精度よくシミュレートすることが可能である。
- ⑦ (a) 単純せん断変形, (b) 剛体回転, (c) 並進移動それぞれの変形モードの指標である層間変形角 α , 剛体回転角 β , 並進移動距離 δ により各構造形式におけるカルバートの挙動を把握できる。
- ⑧ ボックスモデルでは(c) 並進移動が卓越する。ただし、高盛土条件になると上載荷重により並進移動は抑えられる。本解析条件においては、(a) 単純せん断変形よりも(b) 剛体回転による影響が大きくなり、左脚部に最大曲げモーメントが発生する際には右側の底部において垂直応力が増加する。
- ⑨ 剛結アーチモデルは(a) 単純せん断変形が卓越、2 ヒンジアーチモデルではさらに(a) 単純せん断変形の傾向が強くなる。そのため、剛結、2 ヒンジアーチモデルの両方において、左脚部に最大曲げモーメントが発生する際には左側の底部において垂直応力が増加する。また、2 ヒンジアーチモデルでは、土被りが大きくなると頂版直上の盛土によりヒンジ機能が抑制される。

第6章では、従来型カルバートの適用範囲外とされる連続アーチカルバート盛土に対して、地震時にユニット間隔の違いがアーチカルバートおよび周辺地盤に与える影響を明らかにすることを目的に、ユニット間隔をパラメータとした動的遠心模型実験とその数値解析を実施した。続いて、遠心模型実験とその数値解析においては、実験土槽の制約から、連続するアーチカルバートの挙動を完全には再現できていない点を踏まえて、実験における実験土槽による影響を取り除いた条件においても数値解析を実施し、連続アーチカルバート盛土の地震時挙動について更なる考察を行った。

動的遠心模型実験から得られた知見は以下の通りである。

- ① ユニット中央の地盤の最大応答加速度はアーチカルバートの有無やユニット間隔の影響は小さい。
- ② ユニット中央における地盤の応答加速度のフーリエ・スペクトルに関しては、盛土のみの場合は5 Hz 付近の増幅が顕著である。アーチカルバートを含む場合では、増幅が顕著である周波数は盛土のみの場合と変わらないが、加速度増幅がより大きくなる。
- ③ ユニット間隔が狭い場合には、ユニット間の盛土部分の体積が小さくなるために、下部の地盤が負担する重量が小さくなることや、アーチカルバートと地盤の摩擦により地盤の滑り込み沈下が抑制されることなどから、地表面変位が小さくなる。また、ユニット間隔を狭くすると、ユニット中央とアーチカルバートの頂部におけるそれぞれの沈下量が小さくなるだけでなく、不同沈下量も小さくなる。
- ④ ユニット間隔が狭くなると、アーチカルバートの沈下が抑制され、その結果アーチカルバート下部地盤に作用する鉛直土圧が小さくなる。
- ⑤ 肩部にヒンジ機能を有する2 ヒンジプレキャストアーチカルバートが連続して設置されている場合においても、肩部の接続部において部材が落下する前に脚部で破壊が生じており、ヒンジ

式のアーチカルバートが連続して設置された場合においても肩部の接続部から先行して破壊に至る可能性は低いと考えられる。

遠心模型実験の再現解析から得られた知見は以下の通りである。

- ⑥ 本研究で用いた数値解析手法を用いることによって、複数のアーチカルバートが設置された複雑な境界条件においても、実験結果を精度よくシミュレートすることが可能である。
- ⑦ 遠心模型実験において、アーチカルバートに発生する断面力に明確な差が見られなかったのは、本実験条件においては、各ケース間における明確な差は隅角部においてのみ表れ、他の箇所における差は数%程度であるためである。

実験における実験土槽の影響を取り除いた条件下で実施した数値解析により得られた知見は以下の通りである。

- ⑧ ユニット間隔を広げていくと、その挙動は次第にアーチカルバートが単独で設置された場合に近づく。
- ⑨ ユニット間隔が広いケースでは、アーチカルバート周辺地盤の体積が相対的に増加し、それらの自重による影響が大きくなったことで、初期状態からすでに大きな曲げモーメントが発生する。さらに地震時においては、アーチカルバートと比較して剛性の小さな地盤部分の体積が増加することにより、ユニット間隔が狭いケースと比較してより大きな曲げモーメントが発生する。
- ⑩ ユニット間隔が広いケースでは、ユニット中央における地表面変位量が大きくなり、不同沈下量、地表面の傾斜ともに大きくなる。しかし、本解析の範囲では地表面の傾斜はわずかであり、またアーチカルバートではボックスカルバートにみられるような急激な不同沈下は発生しないことから、連続アーチカルバート盛土においても、上部交通の有害な被害は発生しにくいと考えられる。
- ⑪ 本研究の範囲では、連続アーチカルバート盛土においてユニット間隔が狭いケースの方が耐震性能が高い結果となったが、実施工においては周囲の地山や他の構造物の影響を考慮して、アーチカルバートに極端な偏土圧が作用することのないよう、ユニット間隔を決定することが必要である。

最後に、今後の課題を以下に示す。

【カルバート縦断方向の耐震性に関して】

- ① 本研究で実施した遠心模型実験では、左右の壁面を等変位条件とし、入力波形はパルス波として実験を行った。これにより、瞬間的な加速度が作用した際の動的相互作用については一定の知見を得ることができた。しかし、実際の現場では、地震動の継続とともに左右の壁面変位が蓄積することが予想されることから、実際の被災事例を完全に再現できているとは言えない。今後は、被害事例の調査を実施し、現場での被災モードを再現しうる条件での検討が必要である。
- ② 本研究では、カルバート縦断方向の耐震性について遠心模型実験を用いて検討を実施したが、カルバートは線状構造物であり、縦断方向に盛土の土被りや基礎地盤の物性が変化するケースが多い。特に坑口付近において土被りが大きく変化する場合には、縦断方向に偏土圧が作用し、坑口付近の被害を拡大させることが懸念される。今後は数値解析も併せて実施し、総合的に耐震性の評価をする必要がある。

【カルバート横断方向の耐震性に関して】

- ③ 本研究では、遠心模型実験とその数値解析によりカルバート横断方向の耐震性に関する検討を実施したが、実験土槽の制約から内空幅 6 m 程度の断面でしか検討を行っていない。近年建設事例が増加している大規模なカルバートでは、常時の荷重から設計した際の部材厚が 1 m を超えるような事例もあり、盛土や周辺地盤との剛性比が従来型カルバートとは大きく異なる。本研究で得られた知見を踏まえて、これらのカルバートの地震時挙動と要求性能を明確にしておくことが必要である。
- ④ 本研究では、主にカルバートに発生する断面力や変形モードに焦点を当てて検討を実施した。加えて、カルバートは鉄筋を有さないモルタルとしてモデル化を行っているため、部材が塑性化した後の挙動については十分な検討ができていない。今後は配筋を含めたより詳細なモデル化を行い、L1、L2 地震時における挙動、特に L2 地震時における限界状態や部材の損傷度合いについて検討が必要である。

【連続アーチカルバート盛土耐震性に関して】

- ⑤ 本研究で実施した数値解析では、アーチカルバートを含む左右の地盤を等変位条件として、アーチカルバートが一定間隔で無限に設置された条件で検討を実施している。しかし、実現場においては、連続アーチカルバート盛土の左右には地山や橋台が存在することから、これらを含めた全体の耐震性についても検討を実施する必要がある。

【盛土内に設置されたカルバート全体に関して】

- ⑥ これまで建設されてきた従来型のカルバートは、中小規模の構造物であり、過去の地震における被害が軽微であったことから、被災後は早期に復旧すればよいとの認識であった。しかしながら、カルバートの規模が大きい場合や構造形式が複雑な場合には、被災後の復旧が困難となることが予想されるため、被災後の復旧方法を含めて地震時の要求性能を明確化していく必要がある。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版），丸善出版，2010.
- 2) 山木正彦，谷本俊輔，佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心力模型実験，第 56 回地盤工学シンポジウム，pp.37-44, 2011.
- 3) 財団法人 土木研究センター：モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会 報告書，1996.
- 4) 財団法人 土木研究センター：モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会（その 2）報告書，1997.
- 5) 財団法人 先端建設技術センター「テクスパン工法設計施工マニュアル検討委員会」：テクスパン工法設計施工マニュアル（案），1998.
- 6) 独立行政法人 土木研究所：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，土木研究所報告 第 203 号，2006.
- 7) 財団法人 地域地盤環境研究所，モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，2008.
- 8) 常田賢一，小田和広，鍋島康之，江川裕輔：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性，土木学会地震工学論文集，Vol.28, No.009, pp.1-9, 2005.
- 9) Tokida, K., Oda, K., Nabeshima, Y. and Egawa, Y. : Damage level of road infrastructure and road traffic performance in the mid Niigata prefecture earthquake of 2004, *Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE*, Vol.24, No.1, pp.51s-61s, 2007.
- 10) 豊田浩史，高貝 真：テールアルメ盛土中における 3 ヒンジアーチの動的挙動，土木学会論文集，No.624/ III-47, pp.255-266, 1999.
- 11) 豊田浩史，伊藤寿晃：テールアルメ盛土と 3 ヒンジアーチの動的挙動に与える加振条件と各種物性値の影響，土木学会論文集，No.666/ III-53, pp.279-289, 2000.
- 12) 齋藤啓文，西井良介，小泉 淳：2 ヒンジアーチカルバートの縦断方向の地震時挙動に関する研究，トンネル工学論文集，第 15 巻，pp.183-194, 2005.
- 13) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, pp.1261-1266, 1999.
- 14) 宮川義範，松尾豊史，末広俊夫，松本恭明：ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析，コンクリート年次論文集，Vol.22, No.3, pp.241-246, 2000.
- 15) 曾良岡 宏，足立正信，本田国保，田中浩一：地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究，コンクリート年次論文集，Vol.23, No.3, pp.1123-1128, 2001.
- 16) 飯塚敬一，足立正信，本田国保，武田智吉：FEM によるボックスカルバートの非線形挙動の分析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, pp.1267-1272, 1999.
- 17) 石川博之，武田智吉，金津 努，遠藤達巳：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの限界変形性能に関する研究 ―その 1― 静的載荷実験とその数値シミュレーション，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，V -357, pp.714-715, 2001.
- 18) 荒添正棋，秋山伸一，仲村治朗，橘 泰久，恒川和久：実際に使用されてきた地中構造物の載荷実験に基づく地震時耐力・変形性能に関する研究 ―その 2 FEM による非線形挙動の検討―，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集，I -A368, pp.736-737, 2001.
- 19) 大野 了，伊藤浩二，松田 隆：遠心振動実験による鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能

に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1159-1164, 2003.

- 20) 末広俊夫, 大友敬三, 金津 努, 松本恭明: 地盤とボックスカルバート連成系の大型振動台実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1483-1488, 2000.
- 21) 松尾豊史, 金津 努, 大友敬三, 松本恭明: RC ボックスカルバートの大型せん断土槽振動実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.55-60, 2000.
- 22) 大友敬三, 末広俊夫, 河井 正, 金谷賢生: 強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724/ I -62, pp.157-175, 2003.
- 23) 常田賢一, 鍋島康之, 吉野智紀, 石澤佑介: 縦断線形円滑化の視点による道路盛土・横断構造物の段差対策の実験的検証, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.566-572, 2007.
- 24) 黄 再弘, 木村 亮, 岸田 潔, 菊本 統, 薄葉信一, 小高 武: レベル 2 地震動に対するボックスカルバートおよびアーチカルバートの解析による耐震性の検討, 土木学会第 61 回 年次学術講演会講演集, III-020, pp. 39-40, 2006.
- 25) 日本アーチカルバート工業会: アーチカルバート設計施工要覧, p.2, 2010.
- 26) Byrne, P. M., Anderson, D. L. and Jitno, H. : Seismic Analysis of Large Buried culvert Structures, *Transportation Research Record*, Vol.1541, pp.133-139, 1994.
- 27) Wood, J. H. and Jenkins, D. A. : Seismic analysis of buried arch structures, *Proc. of the 12th World Conference of Earthquake Engineering*, No.0768, 2000.
- 28) 例えば, 熊田哲規, 高橋裕輔, 北林孝顕, 堀田三成, 大井 純, 小泉 淳: テクспан工法を用いたトンネルの模型振動実験 (その 1) - テクспан工法および模型振動実験の概要について -, 土木学会第 50 回 年次学術講演会講演集, III-556, pp. 1112-1113, 1995.
- 29) 入江伸明, 伊藤和也, 高橋章浩, 日下部 治: 3 ヒンジトンネルの地震時挙動に関する遠心実験, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp.1779-1780, 2002.
- 30) 黄 再弘: プレキャストアーチカルバート盛土を含む盛土の耐震性に関する基礎的研究, 京都大学学位請求論文, 2008.
- 31) 坂本寛章, 小島謙一, 米澤豊司, 森野達也, 丸山 修, 鈴木喜弥: パイルスラブ式盛土の模型振動台実験 - 緩衝材の選定 -, 土木学会第 65 回年次学術講演会, III-364, pp.727-728, 2010.
- 32) 木村 亮, 足立紀尚, 小林秀人: 水平力を受ける鉄筋コンクリート群杭の終局挙動に関する遠心模型実験, 京都大学防災研究所年報, 第 38 号 B-2, pp.67-82, 1995.
- 33) 社団法人 日本材料学会: 建築材料実験, 2001.
- 34) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A. : Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- 35) Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No.5, pp.113-132, 2000.
- 36) 段野 孝一郎, 木村 亮, 鈴木雄吾: 土-水連成弾塑性有限要素法による橋梁基礎杭の長期変位予測, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1041-1053, 2007.
- 37) Danno, K. and Kimura, M. : Evaluation of long-term displacements of pile foundation using coupled FEM and centrifuge model test, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.6, pp.941-958, 2009.
- 38) Jin, Y., Bao, X., Kondo, Y. and Zhang, F. : Soil-water coupling analysis of real-scale field test for 9-pile foundation subjected to cyclic horizontal loading, *Geotechnical Special Publication, Deep foundation and*

Geotechnical in situ test, ASCE, Vol.205, pp.111-118, 2010.

- 39) Cui, Y. Kishida, K. and Kimura, M : Analytical study on the control of ground subsidence arising from the phenomenon of accompanied settlement using footing reinforcement pile. *Geotechnical Special Publication, Deep and Underground Excavation*, ASCE, pp.307-312, 2010.
- 40) Xia, Z. F., Ye, G. L., Wang, J. H., Ye, B and Zhang, F. : Numerical analysis on the influence of thickness of liquefiable soil on seismic response of underground structure, *Journal of Shanghai Jiaotong University*, Vol. 15, No.3, pp.279-284, 2010.
- 41) Nakai, T. and Hinokio, M. : A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 42) Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- 43) Lai, S. S., Will, G. T. and Otani, S : Model for inelastic biaxial bending of concrete member, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.110, No.11, pp.2568-2584, 1984.
- 44) Li, K. N., Kubo, T. and Xiao, Y. : Analysis of circular RC member in MS/fiber model, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造, pp.573-574, 1999.
- 45) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T. : Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 5, pp.1-17, 2000.
- 46) 市川智史, 末政直晃, 片田敏行, 豊澤康男, 島田俊介 : 壁面剛性の異なるアンカー式補強土壁の遠心場振動台実験, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, pp.767-779, 2006.
- 47) 社団法人 日本道路協会 : 道路土工 擁壁工指針 (平成 24 年度版), 丸善出版, 2012.
- 48) 龍岡文夫 : 補強土擁壁の過去・現在・未来 ―メカニズムからの一考―, 基礎工, Vol.19, No.11, pp.8-18, 1991.
- 49) 財団法人 土木研究センター : 補強土 (テールアルメ) 壁工法 設計・施工マニュアル 第 3 回改訂版, 2003.
- 50) 財団法人 土木研究センター : 多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第 3 版, 2002.
- 51) 吉村 洋, 東田 淳, 李 黎明 : 遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討, 土木学会論文集, No.561/ III-38, pp.245-255, 1997.
- 52) 社団法人 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2012.
- 53) 山口柏樹 : 土質力学 (講義と演習), 技報堂出版, pp.225-252, 1984.
- 54) 土圧入門編集委員会 : 土圧入門, 地盤工学会, pp.159-161, 1997.
- 55) 豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手 聡, 市川貴之, 末政直晃, 片田敏行, 杉田 毅 : 砂地盤における土留め壁面の変形に伴う地盤変位について, 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp.277-278, 2002.
- 56) 市川貴之, 豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手 聡, 末政直晃, 片田敏行, 杉田 毅 : 土留め壁の変形が壁面土圧に与える影響の評価 (砂地盤), 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp.275-276, 2002.
- 57) 中村伸也 : 遠心模型実験による重力式擁壁の地震学挙動の把握と震度法の合理化に関する一提案, 土木学会論文集, No.785 /III-70, pp.107-122, 2005.
- 58) 岡 二三生 : 土質力学, 朝倉書店, pp.206-221, 2003.
- 59) 大塚久哲, 新井雅之, 岩上憲一, 高野直道, 竹内幹雄, 橘 善規, 節婦光一, 村井和彦, 楊 光遠 : 地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001.

- 60) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. : A model for the mechanics of jointed rock, *Proc. ASCE*, Vol.94, SM3, pp.637-659, 1968.
- 61) Pande, G. N. and Sharma, K. G. : On joint/interface elements and associated problems of numerical ill-conditioning, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.3, pp.293-300,1979.
- 62) 土岐憲三, 佐藤忠信, 三浦房紀 : 強震時における地盤と構造物間の剥離と滑動, 土木学会論文報告集, 第 302 号, pp.31-41, 1980.

謝 辞

本論文は、著者が京都大学大学院 博士前期・後期課程に在学した五年間に取り組んだ研究の成果をまとめたものです。本研究を行うにあたり、多くの先生方、先輩、同級生、後輩から御指導と御支援を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学教授 木村 亮先生には、本研究を遂行するにあたり終始懇切な御指導と温かい励ましの御言葉を賜りました。先生には、研究に対する姿勢から物事の見方まで、全てを御教示いただきました。先生の素晴らしい発想力と鋭い洞察力には敬服するばかりです。また、多数の国内外の学会や現場見学に参加する機会を与えていただき、様々な見聞を深めることが出来ました。研究者として自分の研究に留まらず幅広い視野を持つことの重要性、既存の概念にとらわれず挑戦していくことの大切さを身をもって御教授いただきました。今後も先生から頂いた数々の御言葉を胸に、研究に邁進していきたいと思います。

京都大学准教授 岸田 潔先生には、この六年間、研究全体にわたって御指導をいただくとともに、論文作成や研究発表会に関して懇切丁寧な御教示をいただきました。先生の叱咤激励が、研究の遂行や本論文の作成の大きな原動力になったことは言うまでもありません。また、研究に行き詰った際には、度々先生の研究室にお邪魔させていただき、その度に貴重な御意見をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

京都大学教授 三村 衛先生には、本論文の審査をして頂き、貴重な御意見を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

名古屋工業大学教授 張 鋒先生には、数値解析を実施するにあたり、懇切丁寧な御指導を賜りました。数値解析における筆者の些細な疑問に対して、丁寧に御指導いただき、研究を進めていく上で非常に有益な御助言を都度いただきました。

京都大学准教授 飛田哲男先生には、遠心模型実験を行うにあたり実験装置の使用方法から動的実験に関する様々な事柄について事細かに御指導していただきました。先生の御助力なしにはスムーズな実験を行うことは出来ませんでした。

京都大学准教授 肥後陽介先生には、遠心模型実験や数値解析についての的確な御助言を賜りました。また筆者が進路について悩んでいるときにも、研究室の垣根を越えて相談に乗っていただきました。

京都大学技官 矢野隆夫先生にはモルタルの材料試験や模型作製にあたり、多くの御助力、御指導をいただきました。実験室ではいつも優しい励ましの言葉をいただき、実験をやり遂げる大きな糧となりました。

京都大学防災研究所技官 富阪和秀先生には、遠心模型実験を実施するにあたり多くの御助力をいただきました。筆者が初めて遠心模型実験を行ったのは修士1回生のときでしたが、右も左も分からない筆者に遠心模型実験のいろはを教えてくださいました。また度々起こる不具合にすぐに駆けつけ解決してくださいました。

モジュラーチ工法協会の皆様には、カルバートの設計思想や現場における施工方法など多くを学ばせて頂きました。特に小高 武氏、多賀達央氏、久保田伸一氏には、筆者の疑問に対して的確な御助言をいただきました。ここに、深く感謝いたします。

筆者は、社会基盤創造工学分野（旧 都市環境創造工学分野）に配属されて以降、多くの素晴らしい先輩や同級生、後輩に恵まれました。

崔 瑛先輩（現 名城大学准教授）には、筆者が4回生で研究室に配属されてから、数値解析や模型実験の手法まで未熟な筆者の面倒を見て頂きました。研究に行き詰った時には、まるで自分の研究であるかのように一緒に考え、解決へと導いてくださいました。まだまだ足元にも及びませんが、先輩を目標としてこれからも精進していきたいと思います。

立田安礼先輩（現 国土交通省）には、同じカルバートを研究するグループの先輩として、いつも相談に乗っていただきました。また、遠心模型実験の方法について丁寧に御指導いただきました。先輩と2人で夜遅くまで実験をしていた頃のことが懐かしく思い出されます。

玉井俊行先輩、角田敏光先輩（現 NTT 西日本）には、研究を進めていく上で様々な御助言をいただきました。また、先輩方の研究に取り組む姿勢から、研究の厳しさ、そしてやりがいの大きさを感ずることが出来ました。ありがとうございました。

研究室の同輩である竹中信博氏（現 大林組）とは、研究室での苦楽を共にしました。よきライバル、また時にはよき相談相手として筆者の研究を進める上でなくてはならない存在でした。

研究室の後輩である寺本俊太郎氏、荒居旅人氏（現 日揮）、平坂友里恵氏（現 清水建設）、福田佳典氏（現 国土交通省）、水野裕大氏、並川卓矢氏、大東優馬氏、仲井春日氏、石原央之氏、灰藤晋輔氏、宮崎祐輔氏には、研究生活をともにする中で多くの面で御支援いただき、楽しい研究室生活を送ることが出来ました。特に荒居旅人氏、並川卓矢氏には、遠心模型実験の実施にあたり多大な御助力をいただきました。共に研究を進める上で日夜交わした議論の中から多くのヒントを得ることが出来ました。筆者の研究活動は、皆様の温かい御支援によって支えられてきました。本当にありがとうございました。

最後になりましたが、長年にわたって筆者の研究活動を経済面のみならず精神面からも支えてくれた両親に心より深く感謝します。これまで本当にありがとう。